



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering og sammenligning av
bæresystem

Structural design and comparison of
bearing system

Even Falbach

Omar Korsnes

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Ørjan Fyllingen

25. mai 2020

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

Forord

Denne oppgaven er det avsluttende arbeidet på vår bachelorgrad ved Høgskulen på Vestlandet under Institutt for bygg og landmåling. Oppgaven står for 20 studiepoeng i studieprogrammet og er utarbeidet av Even Falbach og Omar Korsnes vinteren 2019/2020 og våren 2020.

Vi går begge studieretning prosjekt og byggeledelse med profil konstruksjonsteknikk og er spesielt interessert i dimensjonering av konstruksjoner i både betong og stål. Fordypningsfagene betong- og stålkonstruksjoner har vært givende og lærerike for oss, men en fordypning i trekonstruksjoner ble dessverre utelatt fra vårt studieløp til fordel for kvalifiserende fag til masterstudie. Vi valgte derfor å skrive en oppgave som omhandler dimensjonering av en konstruksjon i betong og stål, med en problemstilling som også gjør det mulig å få innsyn i trefaget.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Multiconsult, som presenterte en oppgave der problemstilling var en alternativsvurdering av et prosjektert bæresystem i tre. Alternativsvurderingen ville innebære en dimensjonering av et nytt bæresystem i betong og stål, for videre å sammenligne dette mot bæresystemet i tre innenfor fagfelt vi anså som relevante. Dette var en svært aktuell oppgave i samsvar med vårt ønske og noe vi ville knytte opp mot vår bacheloroppgave.

For dimensjonering av bæresystemet har vi tatt i bruk FEM-Design, da dette er et mye brukt program blant rådgivende ingeniører innen bygg og konstruksjon. Det er lagt stor vekt på dette i oppgaven, der vi har tilegnet oss dyptgående kunnskap i programmet på egenhånd. Selvstendig opparbeidelse av kompetanse var også nødvendig for å gjennomføre en LCA-analyse, og sammenligning innen andre fagfelt.

Vi ønsker å takke veileder Ørjan Fyllingen ved Høgskulen på Vestlandet og Åse Lyslo Døssland fra Multiconsult for god hjelp og oppfølging. Vi vil også takke Trond Einar Martinsen for hjelp med konstruksjonsmessige vurderinger.

Bergen, mai 2020

Even Falbach

Even Falbach

Omar Korsnes

Omar Korsnes

Sammendrag

Opgaven vil omhandle en alternativsvurdering av et ferdig prosjektert bæresystem i tre. Dette innebærer prosjektering av et alternativt bæresystem i betong og stål, for å kunne sammenligne dem med hensyn på ulike fagfelt. Prosjektering ble i hovedsak gjennomført ved hjelp av håndberegninger og FEM-Design. Store deler av vurdering og sammenligning av bæresystemer ble gjennomført i form av LCA-analyse, men berører også andre fagfelt som akustikk og brann.

For å få en tidlig forståelse av konstruksjonen i sin helhet ble det nye bæresystem først modellert i Revit. Denne ble aktivt brukt som visuell modell under prosjektering og vil også være synlig i oppgaven. Det ble også konstruert en tilnærmet lik modell i FEM-Design der hele bæresystemet defineres av senterlinjer i konstruksjonselementene. Denne modellen ville være nødvendig for å gjennomføre kalkulasjoner.

Lastgrunnlaget er vesentlig for utfallet av prosjekteringen. Standarden «*NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner*», omhandler all nyttelast og er blitt nøye gjennomgått for et realistisk prosjekteringsgrunnlag. Alle definerte laster er lagt inn i beregningsmodellen der lastkombinasjonene er kombinert i henhold til «*NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering*».

Store deler av dimensjoneringen består av armeringsberegninger. Det er gjennomført håndberegninger for bjelker og søyler, der de dimensjonerende kreftene er hentet fra beregningsmodellen i FEM-Design. For vegger og dekker har armeringsfunksjonen i FEM-Design blitt brukt til å beregne nødvendig armering. Kalkulasjoner gjort for hånd og i FEM-Design er begge beregnet i henhold til standarden «*NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner*», med nasjonale tillegg. Stålkomponentene i bygget er beregnet for hånd og kalkulert i samsvar med standarden «*NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner*».

Vurdering- og sammenligningsdelen av oppgaven vil ha et stort fokus på klima og miljøavtrykk der bæresystemer blir nøye gjennomgått i en omfattende LCA-analyse. Bæresystemer vil også sammenlignes med hensyn på bygningsakustikk og branntekniske egenskaper, der vi tar for oss fordeler og ulemper ved valgte materialer.

Abstract

The thesis will contain an alternative assessment of a finalized structural design made of cross-laminated and glulam timber. This includes a structural design of an alternative bearing system made of concrete and steel, to further compare them in regards of different disciplines. The engineering was mainly completed with calculations by hand and with the help of FEM-Design. Greater parts of the assessment and the comparison were done through a detailed LCA-analysis, but also touched other disciplines such as building acoustics and fire engineering.

To obtain an early understanding of the construction in its entirety, the new bearing system was initially modelled in Revit. This model was then actively used as a visual model during the engineering process and will also be visible in the thesis. It was additionally constructed a similar model in FEM-Design where the bearing system is defined by the construction elements centerlines. This model would be necessary for undergoing calculations.

The load basis was significant for the outcome of the engineering. The Norwegian standard «*NS-EN 1991-1-1 Actions on structures*», deals with all live loads and has been thoroughly reviewed to obtain a realistic design premise. All defined loads are implemented into the calculation model, where the load combinations are combined according to «*NS-EN 1990 Basis of structural design*».

The dimensioning consists primarily of reinforcement calculation. There is concluded calculations by hand for beams and columns, where the maximum forces are retrieved from the model in FEM-Design. The reinforcement function in FEM-Design was utilized to calculate necessary reinforcement in structural walls and floors. Calculations done by hand and with the help of FEM-Design are both done according to the Norwegian standard «*NS-EN 1992-1-1 Design of concrete structures*», with national additions. Steel components in the bearing system are calculated by hand according to the Norwegian standard «*NS-EN 1993-1-1 Design of steel structures*».

The assessment and comparison section of the thesis will contain a substantial focus on climate and environmental footprint, where both bearing systems will be thoroughly evaluated in a comprehensive LCA-analysis. The bearing systems will also be compared regarding building acoustics and fire safety properties, where benefits and disadvantages of the chosen materials will be compared.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	II
Sammendrag	III
Abstract	IV
Figurliste	VII
Tabelliste	X
Formelliste.....	XII
1. Innledning.....	1
1.1 Prosjekt Askøy VGS.....	1
1.2 Problemformulering.....	2
1.3 Bakgrunn	2
1.4 Metode.....	3
1.4.1 Revit.....	3
1.4.2 FEM-Design 19.....	4
1.4.3 PTC MathCAD Prime 5.0.0.0.....	6
1.4.4 OS-Prog.....	6
1.4.5 Standarder	6
1.4.6 One Click LCA.....	7
2 Grunnleggende om betong og tre.....	8
3 Lastgrunnlag	9
3.1 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	9
3.2 NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner	9
3.2.1 Nyttelast	10
3.2.2 Vindlast.....	10
3.2.3 Snølast	12
3.2.4 Ulykkeslaster	13
3.3 Seismisk last.....	13
3.3.1 Grunnleggende om jordskjelv	13
3.3.2 Jordskjelvanalyse.....	14
3.3.3 Utelatelseskriterier.....	21
3.4 Kombinasjon av laster	22
4 Modell i FEM-Design	25
4.1 Grunnlag for modeller	25
4.2 Kontroll av modell	25
4.3 Armering.....	25

5 Armering og dimensjonering	27
5.1 Bjelker	27
5.1.1 Hovedarmering	27
5.1.2 Skjærarmering	28
5.1.3 Forankring	29
5.1.4 Rissviddekontroll	29
5.1.5 Nedbøyning	30
5.1.6 Svinn- og fordelingsarmering	31
5.1.7 Bjelkedimensjoner	31
5.2 Søyler	34
5.2.1 Betongsøyler	35
5.2.2 Stålsøyler	41
5.3 Dekket	42
5.3.1 Hovedarmering	43
5.3.2 Skjærkraft fra konsentrerte laster	45
5.3.3 Risskontroll	48
5.4 Vegger	51
6 Sammenligning	53
6.1 Klima	54
6.1.1 LCA (Life Cycle Assessment)	54
6.1.2 BREEAM	64
6.2 Akustikk	66
6.2.1 Lydkrav	66
6.2.2 Lydpåvirkningskategorier	67
6.2.3 Betongens lydegenskaper	71
6.2.4 Treets lydegenskap	72
6.3 Brann	73
6.3.1 Brannklasse og risikoklasse	74
6.3.2 Bæreevne og stabilitet ved brann	74
6.3.3 Brannpåvirkning av betong og tre	75
7 Konklusjon	78
8 Videre arbeid	79
Referanser	80

Figurliste

Figur 1 - Prospekt nye Askøy VGS (Hordaland fylkeskommune, 2019).....	1
Figur 2 - Arkitekt- og RIB-modell av nye Askøy VGS. IFC-filer vist i Revit.....	1
Figur 3 - Sørfløy, Verkstedsbygg. IFC-fil vist i Revit.	2
Figur 4 - Prospekt Askøy VGS (Hordaland fylkeskommune, 2019).....	3
Figur 5 - Elementnett i modellen.....	5
Figur 6 - Elementtyper.....	5
Figur 7 - Betong og tre på byggeplass (The constructor, 2014) (Comsol, 2017).....	8
Figur 8 - Avstand fra bygget til endret terrengruhetskategori (Google Maps, 2020).	10
Figur 9 - 10 km radius fra byggested (Google Maps, 2020).	11
Figur 10 - Soner for vindlast og vindretning.....	12
Figur 11 - A: Normal-, B: Revers- og C: Sidelengsforkastning.....	13
Figur 12 - Jordskjelvutsatte områder i Norge (Fossen og Bungum, 2019).	14
Figur 13 - Løsmasser i området (NGU, 2019).	15
Figur 14 - Bæresystemet sett fra vest i Revit.	16
Figur 15 - Skivevirkning i byggverk (Standard Norge, 1998).	17
Figur 16 - Massesenter beregnet i FEM-design.....	18
Figur 17 - Stivhetssenter.....	19
Figur 18 - Massesenter og stivhetssenter.	20
Figur 19 - Prinsipper for god geometrisk løsning.	20
Figur 20 - Load case og Load combination i FEM-Design.	22
Figur 21 - Kalkulasjonsvalg i FEM-Design.	23
Figur 22 - Bæresystemet med og uten fiktive skall i FEM-Design.	23
Figur 23 - Tverrsnittskrefter i et dekke.....	26
Figur 24 - Bjelkelaget med dimensjoner og senterlinjer.	27
Figur 25 - Strekk- og trykkrefter i bjelke som følge av momentpåkjenning.....	28
Figur 26 - Strekk- og trykkrefter internt i bjelken.....	28
Figur 27 - Heft langs jernet og kraft i jernet.....	29
Figur 28 - Lokasjon av bjelken 600x1500 i FEM-Design.	32
Figur 29 - Skjærkraft- og momentdiagram for bjelke 600x1500.....	32
Figur 30 - Bjelke 300x700 med tilhørende diagrammer.....	33
Figur 31 - Bjelke 300x500 med tilhørende diagrammer.....	34
Figur 32 - Armeringstegning.	34
Figur 33 - Dimensjoner og senterlinjer av søyler i FEM-Design.	34

Figur 34 - Knekkingsformer (Standard Norge, 2018).....	35
Figur 35 - Eksentrisitet om begge akser.	36
Figur 36 - mn-diagram.	38
Figur 37 - Lokasjon av søylen.....	39
Figur 38 - Moment- og normalkraftdiagram for søyle.	40
Figur 39 - Lokasjon av søyle.....	41
Figur 40 - Moment-, normal- og skjærkraftdiagram for søyle.	41
Figur 41 - Utforming av dekket med definerte retninger.....	42
Figur 42 - Momentdiagrammer for dekket.	43
Figur 43 - Nødvendig armering [mm^2/m].	43
Figur 44 - Parameter for armeringsnett i FEM-Design.	44
Figur 45 - Snitt av armeringsnett.....	44
Figur 46 - Innlagt armering.	45
Figur 47 - Meny for gjennomlokkingsarmering.	46
Figur 48 - Armeringsmetoder for gjennomlokking, samt plassering i dekket.....	46
Figur 49 - Gjennomlokkingsarmering rundt søyle, samt utnyttelse.....	47
Figur 50 - Utnyttelse av gjennomlokkingsarmering.	48
Figur 51 - Plassering av gjennomlokkingsarmering og utnyttelse i prosent.	48
Figur 52 - Materialdata for dekket i FEM-Design.	49
Figur 53 - Svinn innlagt i «load case» og «load combinations».	49
Figur 54 - Aktivering av rissviddeberegning.	50
Figur 55 - Rissvidde i overkant og underkant.	50
Figur 56 - Utnyttelse av dekket.	51
Figur 57 - Bæresystemets vegger.	51
Figur 58 - Utnyttelse av armering i vegger.	52
Figur 59 - Bæresystem i betong og stål vist i FEM-design.	53
Figur 60 - Bæresystem i tre uten tak og dekke, vist i Revit.	53
Figur 61 - Et produkts livsløp.	55
Figur 62 - Miljøpåvirkningskategorier.	56
Figur 63 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på klimagassutslipp.	57
Figur 64 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på forsuring.	58
Figur 65 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på eutrofiering.....	59
Figur 66 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på ozonlaguttømming.	60
Figur 67 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på fotokjemisk oksidasjon.	61
Figur 68 - Sammenligning av bæresystemers bruk av primærenergi.	61

Figur 69 - Sammenligning av bæresystem (%).	62
Figur 70 - Bundet karbon-referanse for bæresystemene.	63
Figur 71 - BREEAM-klasser.....	64
Figur 72 - Lydbølge gjennom materiale.....	66
Figur 73 - Direktetransmisjon (Norsk treteknisk institutt, 2011).	68
Figur 74 - Lydgjennomgang av diverse betongvegger (Norges byggforskningsinstitutt, 1962).....	68
Figur 75 - Flanketransmisjon (Norsk treteknisk institutt, 2011).	69
Figur 76 - Flanketransmisjon (Norges byggforskningsinstitutt, 1962).	70
Figur 77 - Sammenheng mellom Lydreduksjonstall og flatemasse (Norsk betongforening, u.d.)	71
Figur 78 – Etasjeskiller i tre.	73
Figur 79 - Tverrsnitt og medfølgende resttverrsnitt.	76

Tabelliste

Tabell 1 - Oversikt over elementnettet generert i FEM-Design.	5
Tabell 2 - Oversikt over standarder.	7
Tabell 3 - Grunnlag for prosjektering.	9
Tabell 4 - Kombinasjonsfaktor.	9
Tabell 5 - Verdier for nyttelastkategori C (Standard Norge, 2008).	10
Tabell 6 - Faktorer inkludert i basisvindhastighet (Standard Norge, 2009).	11
Tabell 7 - Vindlaster på bygget.	12
Tabell 8 - Snølast (Standard Norge, 2008).	12
Tabell 9 - Grunntyper (Standard Norge, 1998).	15
Tabell 10 - Seismisk klasse og pålitelighetsklasse (Standard Norge, 1998) (Standard Norge, 2016). ...	16
Tabell 11 - Definert aksesystem.	18
Tabell 12 - Regneark for stivhetssenter.	19
Tabell 13 - NA.4(901) Seismisk faktor (Standard Norge, 1998).	20
Tabell 14 - Forsterkningsfaktor for grunntyper (Standard Norge, 1998).	21
Tabell 15 - Utelatelseskriterier (Standard Norge, 1998).	21
Tabell 16 - Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A etter EK 8 (Norsar, 2019).	21
Tabell 17 - Reduserte verdier for tabell 16.	22
Tabell 18 - Sammenligning av statiske verdier.	25
Tabell 19 - Risviddevariabler til bruk under beregning.	30
Tabell 20 - Endelig armering i bjelker.	31
Tabell 21 - Bøyeliste.	34
Tabell 22 - Forklaring av variabler i formel 8 og 9.	36
Tabell 23 - Variabler for utregning av eksentrisitet.	37
Tabell 24 - Verdier for reduksjonsfaktor a.	39
Tabell 25 - Bøyeliste for søyle 600x800.	40
Tabell 26 - Oversikt over armering i dekket.	45
Tabell 27 - Oversikt armering i vegger.	52
Tabell 28 - Livsløpstrinn i LCA.	57
Tabell 29 - Total miljøpåvirkning av betong og stål etterfulgt av tre.	62
Tabell 30 - Kategorier medtatt i One Click LCA (One click LCA, 2018).	65
Tabell 31 - Krav til luftlydisolasjon og trinnlydnivå (Standard Norge, 2012).	67
Tabell 32 - Lydklasser for bygninger til undervisningsformål (Standard Norge, 2012).	70
Tabell 33 - Lydisolasjonsverdier ved ulik flanketransmisjon.	72

Tabell 34 - Risikoklasser.....	74
Tabell 35 - Brannklasser.	74
Tabell 36 - Nødvendig brannmotstand for bærende hovedsystem.....	74
Tabell 37 - Brannmotstand for dekketykkelser.	75
Tabell 38 - Materialkrav for overflater.....	76
Tabell 39 - Forklaring av materialkrav.....	76
Tabell 40 - Beregning av resttverrsnitt.....	76

Formelliste

Formel 1 - a) Formel for horisontalkraft (Standard Norge, 1998).....	17
Formel 2 - b) Formel for horisontalkraft (Standard Norge, 1998).....	17
Formel 3 - Beregning av stivhetssenter langs x-akse.	19
Formel 4 - Beregning av stivhetssenter langs y-akse.	19
Formel 5 - Krav til akselerasjon (Betongelement foreningen, 2011) (Norsar, 2019).	22
Formel 6 - Rissvidde. Utdrag fra vedlegg C1 til C3.	30
Formel 7 - Nedbøyning. Utdrag fra vedlegg C1 til C3.....	31
Formel 8 - Utregning av slankhetskriterie for y-akse.	36
Formel 9 - Utregning av slankhetskriterie for x-akse.	36
Formel 10 - Eksentrisitet.	37
Formel 11 - Momentkapasitet om en akse.	38
Formel 12 - Kombinert virkning.....	39
Formel 13 - Kombinert virkning (6.61).	42
Formel 14 - Kombinert virkning (6.62).	42
Formel 15 - Utregning av skjærkraft ved kontrollsnitt u_0	47
Formel 16 - Utregning av skjærkraft ved kontrollsnitt u_{Out}	47

1. Innledning

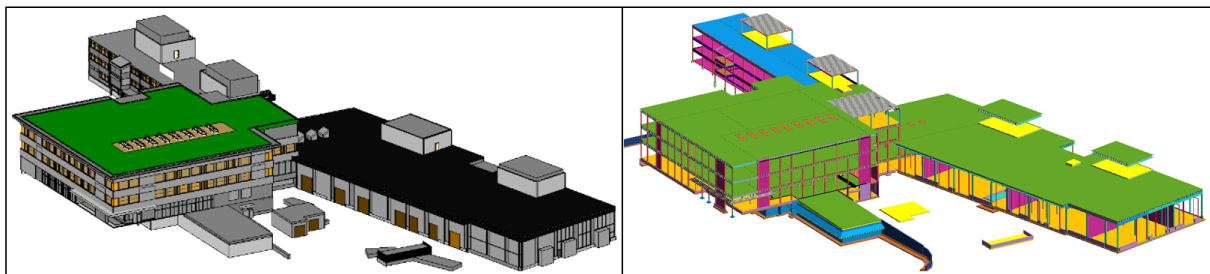
1.1 Prosjekt Askøy VGS

Nye Askøy VGS er et samarbeidsprosjekt mellom Multiconsult, Constructa entreprenør AS, HLM arkitektur og Smedsvig Landskapsarkitekter (Hordaland fylkeskommune, 2019). Prosjektet har et samlet areal på ca. 18.300 m² og en kontrakt på 555 millioner kroner. Skolen skal bestå av to nye byggverk i tillegg til et eldre skolebygg som vil undergå rehabilitering. Nye bygg vil sammen inneholde en stor kultursal, kantine, klasserom og forskjellige typer verksted, inkludert et kjøretøyverksted (Byggeindustrien, 2019).



Figur 1 - Prospekt nye Askøy VGS (Hordaland fylkeskommune, 2019).

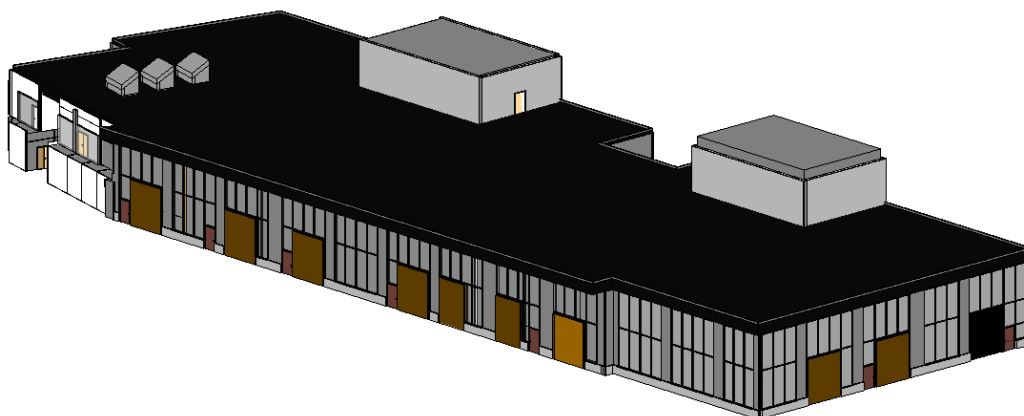
Figur 2 viser arkitekt- og RIB-modell til henholdsvis venstre og høyre. Begge modeller viser planlagt skolebygg. Byggets bæresystem består i hovedsak av søyler og bjelker i limtre, med avstivende elementer i massivtre. Det er også supplementerende stålkomponenter og betongelementer.



Figur 2 - Arkitekt- og RIB-modell av nye Askøy VGS. IFC-filer vist i Revit.

1.2 Problemformulering

I denne oppgaven skal det foretas en alternativsvurdering av det ferdig prosjekterte bæresystemet til Multiconsult. Det vil bli fokusert på dimensjonering og armering av betong både for hånd og i FEM-Design. Dette blir gjort på grunnlag av norsk standard der alle nødvendige krav blir overholdt, og bæresystemet vil oppnå tilstrekkelig kapasitet og konstruksjonssikkerhet. Bygget er delt i tre fløyer der oppgaven skal ta for seg den sørlige fløyen, bestående av et verkstedbygg vist i figur 3.



Figur 3 - Sørlfløy, Verkstedsbygg. IFC-fil vist i Revit.

Bæresystemene skal deretter sammenlignes for å få indikasjon på hvilke materialer som i størst grad vil være miljøvennlig, hvilket system som vil inneha gunstige bygningsakustiske egenskaper, og hva som vil være det bedre alternativet for en brannsikker konstruksjon.

1.3 Bakgrunn

Byggebransjen har i mange år basert seg på bruken av betong og stål som konstruksjonsmateriale. I nyere tid har det oppstått en økt interesse for bruken av tre, ved påvisning av trekonstruksjoner sin konkurransedyktighet. Sentrale egenskaper som miljøvennlighet og enkel bearbeiding blir trukket fram, der dagens smarte løsninger bidrar til å skape et brukbart og funksjonelt bygningsmateriale (Bygg med tre, 2018). Flere prosjekter tar i bruk tre som bygningsmateriale, og nye Askøy VGS er ikke et unntak. Hordaland Fylkeskommune utlyste oppdraget med krav om tre som konstruksjonsmateriale, og en tilhørende miljøvennlig løsning i henhold til BREEAM-sertifisering (Multiconsult, 2019).



Figur 4 - Perspekt Askøy VGS (Hordaland fylkeskommune, 2019).

Til tross for trekonstruksjoners positive egenskaper, vil det i prosjekter av denne størrelsen ikke være mulig å konstruere uten bruk av betong. Det vil for større prosjekter i tre være nødvendig med betydelige mengder betong til fundament og andre grunnkonstruksjoner. I tilfeller med høyere bygg i tre kan det også være behov for betong som tyngdebelastning i de øverste etasjene, slik at det oppnås nødvendig stabiliserende egenvekt (Tveit, 2019).

Grunnen til at byggebransjen lenge har basert seg på bruken av betong i konstruksjoner, er de fleksible og praktiske egenskapene. Både for lønnsomhet og effektivitet, er betong et godt valg. Betong er grunnleggende for å kunne oppføre konstruksjoner som fundamenter, broer og kaier, der det er viktig med tilstrekkelig bæreevne og bestandighet. Dimensjoner på bærende elementer kan reduseres betydelig i forhold til tre, noe som vil være gunstig for miljøvennlighet, mengder og pris.

Med bakgrunn i dette vil oppgaven ta for seg dimensjonering av et bæresystem i betong som alternativ til tre, med innblikk i begge materialers styrker og svakheter.

1.4 Metode

Oppgaven baserer seg på beregninger og kalkulasjoner i henhold til Norsk standard, ved bruk av diverse dataprogram og håndberegninger. I dette kapittelet vil anvendelse av programmer og standarder bli presentert.

1.4.1 Revit

Revit 2019 er en programvare for bygg og arkitektur som er spesifikt utformet for bygningsinformasjonsmodellering (BIM). Dette gir muligheter for fagfelt som design, arkitektur og konstruksjon til å realisere ideer fra konsept til bygg, nettopp ved å modellere dem i 3D (Focus, u.d.).

Revit er et godt verktøy til å bruke mellom disipliner i et bygningsprosjekt, der alle disipliner bruker programmet fra deres eget unike perspektiv.

I denne oppgaven er Revit 2019 brukt til å modellere vårt forslag til bæresystem i betong og stål. Modellen ble utarbeidet på grunnlag av plantegninger av nybygget, og ved bruk av tilgjengelig arkitektmodell vist i Solibri. Målet var å modellere et fungerende og sikkert bæresystem som senere skulle bli beregnet og dimensjonert ved bruk av FEM-design.

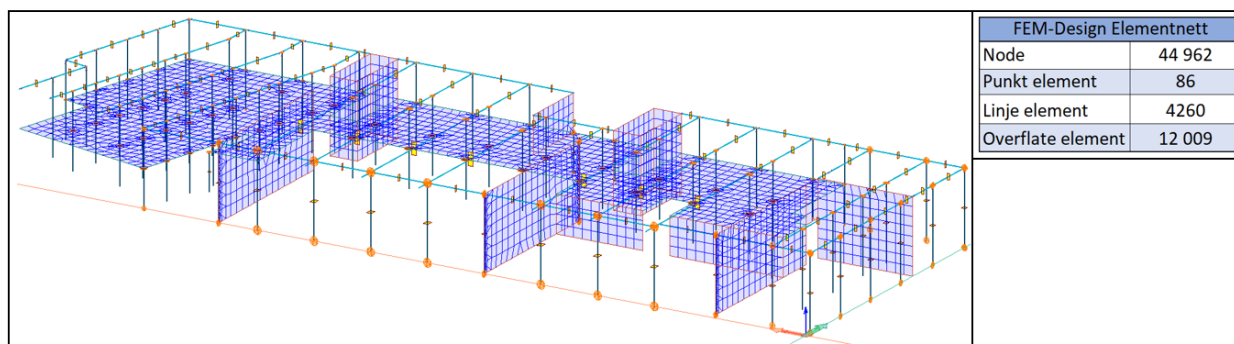
Modellen av bæresystemet ble også brukt til å innhente informasjon om totale mengder av materialer som var nødvendig, og senere ble brukt til å gjennomføre en livsløpsanalyse.

1.4.2 FEM-Design 19

FEM-Design er et avansert modellerings- og designprogram som tar i bruk elementmetode-analyser (*Finite Element Method - FEM*) for dimensjonering av diverse lastbærende konstruksjoner. Slike konstruksjoner vil være av betong, stål og tre og blir beregnet i henhold til eurokoder og nasjonal standard med tillegg (StruSoft, 2019). StruSoft har utviklet et brukervennlig grensesnitt i programmet som gjenkjennes fra diverse CAD-programmer og oppleves som et intuitivt program man kan lære tilstrekkelig på egenhånd ved hjelp av manualer og videoer.

Elementmetoden er en mye brukt metode for ingeniører og kan brukes til å beregne varmetransport, fluiddynamikk, masseoverføring, elektromagnetisk potensiale og elementer i konstruksjoner (Sjodin, 2016). For beregning av konstruksjoner vil FEM-Design generere et elementnett (*Finite Element Mesh*). Prosessen av å lage et slikt elementnett er et viktig steg for å validere en FEM-modell. Dette skjer ved at programmet deler objekter i strukturen inn i elementer der knutepunktene mellom dem er noder. Dette er noe FEM-design gjør automatisk, og lager flere likningssett for de forskjellige elementene basert på innlagte parametere. For større konstruksjonselementer som lange bjelker og søyler, kan programmet dele dem opp i flere elementer med flere punkter for en mer nøyaktig utregning. Elementenes parametere vil bestå av materialegenskaper, tykkelser/størrelser, laster, opplagere og omkringliggende påvirkende elementer. Flere og tettere elementer vil medføre beregninger med økt grad av kompleksitet, der det inngår flere kalkulerende likninger. Resultater vil likevel ha en usikkerhet tilsvarende detaljnivået i innlagte parametere. (Comsol, 2017)

I det genererte elementnettet vil det være områder i modellen der det ser ut til å være urealistiske store påkjenninger. Dette skjer normalt i singulære områder, som vil befinne seg for eksempel der søyler treffer dekket (gjennomlokking) eller i store utsparinger. FEM-design har et integrert system i genereringen av elementnettet som tar hensyn til dette. Systemet kalles *Peak Smoothing*, og vil jevne ut den totale kraften i et område med stor punktlig påkjenning, og fordele den på arealet.

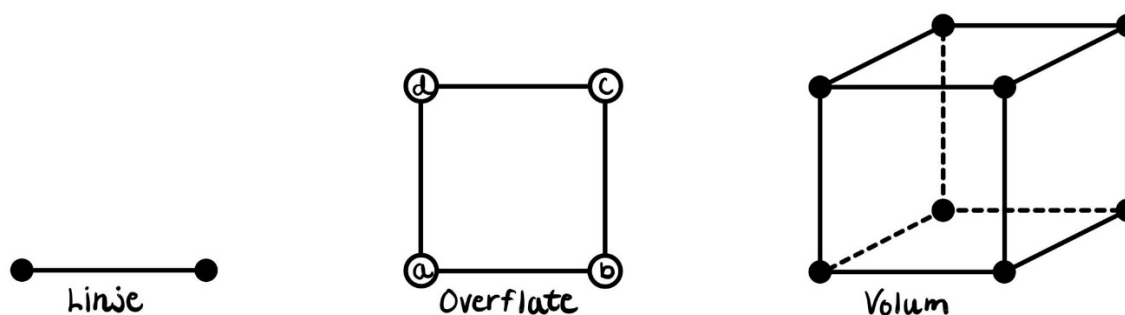


Figur 5 - Elementnett i modellen.

Tabell 1 - Oversikt over elementnettet generert i FEM-Design.

I figur 5 kan man se elementnettet generert i modellen av bæresystemet, hvor overflater kommer tydelig frem. Det vil også synliggjøres oransje sirkulære områder, der funksjonen *peak smoothing* har vært nødvendig for å jevne ut stor punktlig påkjenning. Dette vil være typisk i de fleste knutepunkter.

Tabell 1 viser hvor mange noder og element det er generert, der elementer er delt inn i punkt-, linje-, og overflateelement. Elementene blir brukt til å beskrive geometrien som utvikles i prosessen av modellering i FEM-Design. Elementer er spesifisert av punkter eller noder som avgrensner geometrien til et element, der både koordinater og tilkobling av noder er nødvendig for å beskrive elementets form og plassering. Et punktelement vil kun være definert av plassering og tilkobling, og vil ikke avgrense en to- eller tredimensjonal geometri. Det vil derimot inneholde de tilhørende parametere som for eksempel materialegenskaper og laster. I modellen vil punktelementer bestå av plasserte punktopplagere (*point support*), som inneholder parametere for frihetsgrader i form av opplagerkriterier. Samling av elementer er brukt til å representere strukturer, og er det man kaller et elementnett. Ved å generere overflateelement istedenfor separate linjeelement, vil elementnettet kunne representere mer av strukturen ettersom overflaten vil avgrense et større område. Dette er en fordel for datamaskiner når elementnettet skal kalkuleres, da det er en enklere oppgave å spesifisere hele strukturens geometri, med totalt færre elementer og likninger.



Figur 6 - Elementtyper.

Figur 6 viser konseptet ved linje-, overflate-, og volumelementer. Dette er en forenklet demonstrasjon av hvordan geometrien i et elementnett er bygd opp. På overflateelementet er det vist parametrene **a**, **b**, **c** og **d** som tilsier hvordan en nodes tilkobling vil opptre for å spesifisere et element. Slike tilkoblingsparametre er normalt å oppgi i rekkefølge mot klokken. I denne modellen er det ikke brukt volumelementer, da det ikke er avgrenset 3D-strukturer. Søyler, bjelker, vegger og dekket vil være oppbygd som 2D-elementer, definert ved senterlinjer i prosjektet. Elementene vil alle inneholde de tidligere nevnte parametrene.

1.4.3 PTC MathCAD Prime 5.0.0.0

MathCAD har i denne oppgaven blitt brukt til å systematisere håndberegningene. Programmet har et enkelt og tydelig brukergrensesnitt, som danner grunnlag for at beregningene kan presenteres oversiktlig og presist. Programmet gir rom for revisjon da en definerer variabler som kan endres.

1.4.4 OS-Prog

Sletten Byggdata leverer en rekke programmer som kan brukes til prosjektering av betongkonstruksjoner.

OS-Lastberegning – Snølast

Programmet brukes til å beregne snølast gitt av standarden «*NS-EN 1991-1-3 Snølast*». Her legger man inn geografisk plassering og diverse parametre som form på taket, eventuelle nivåforskjeller på bygget og andre geometriske data. Ved hjelp av dette definerer programmet den karakteristiske snølasten, med gitt formfaktor.

OS-Lastberegning – Vindlast

Programmet brukes til å beregne vindlast gitt av standarden «*NS-EN 1991-1-4 Vindlast*», der karakteristisk laster og formfaktor blir definert for rektangulære bygg med flatt-, pult- eller saltak.

K-Bjelke og E-Bjelke

For å kontrollere egne beregninger og verdier i FEM-Design har det blitt benyttet K- og E-bjelke. Programmene kontrollerer armering, nedbøyning og riss. Beregninger blir utført i overensstemmelse med «*NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner*» og nasjonale tillegg.

1.4.5 Standarder

All prosjektering i oppgaven er utført i henhold til eurokoder og norsk standard med nasjonale tillegg. I tabell 2 er en oversikt over standarder som er benyttet.

Betegnelse	Tittel
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster
NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
NS 8175:2012	Norsk standard: Lydforhold i bygninger - lydklasser for ulike bygningstyper

Tabell 2 - Oversikt over standarder.

1.4.6 One Click LCA

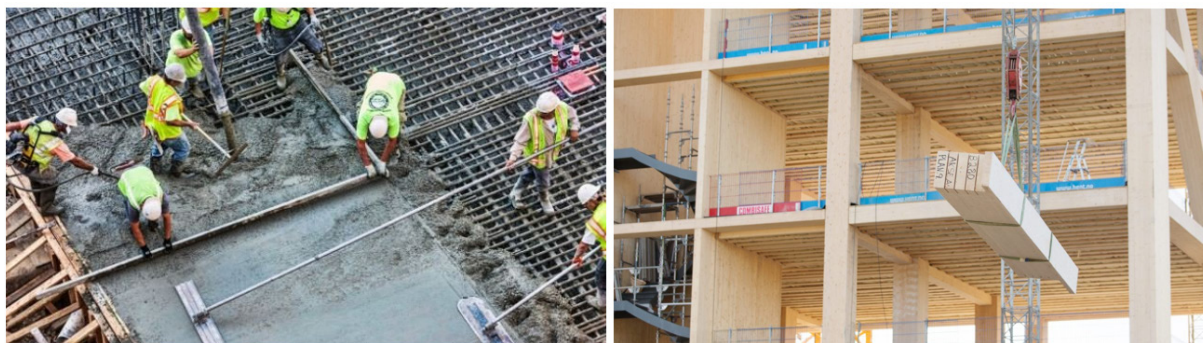
Livsløpsanalyse for bæresystemet er gjort ved hjelp av programvaren *One Click LCA*. I en slik analyse vurderer man hele livsløpet til et produkt eller et produktsystem. Dette innebærer å vurdere hele livsløpet fra råvareutvinning, produksjon, transport og bruk, til avhending eller gjenbruk (Lca, 2016). Analysen vil gjennomgå i kapittel 6.1.1.

2 Grunnleggende om betong og tre

Betong er et dominerende konstruksjonsmateriale som over lang tid har vært mye brukt i byggeprosjekter i hele verden. Det brukes dobbelt så mye betong som andre byggematerialer til sammen. Den enkle og billige produksjonen sammen med de sterke og praktiske egenskapene, gjør dette til et allsidig byggemateriale. Det brukes både i plasstøpte konstruksjoner som dammer, broer, kaier, oljeplattformer og bygninger, og i prefabrikkerte betongelementer som søyler, bjelker, vegger og dekkelementer (Store norske leksikon, 2007).

Tre på sin side er et byggemateriale som blir brukt i større grad enn før. Det kan i dag brukes i konstruksjoner opp mot 15-20 etasjer. Man kan ta i bruk hele spekteret av produkter fra bindingsverk, elementer, moduler, lim- og massivtre. Med dagens løsninger og knutepunktsteknologier er det mulig å gi trekonstruksjoner store og gunstige spennvidder (Bygg med tre, 2018).

Massiv- og limtre brukes i alle typer bygg, der komponenter består av for eksempel vegg-, dekke-, bjelke- og søyleelement. Det er økende konkurransedyktighet for trekonstruksjoner, og de foreløpige resultatene viser at det er en kvalitetsmessig god måte å bygge på. Sentrale egenskaper hos lim- og massivtre er fleksibilitet, gode brannegenskaper, lav egenvekt og gode miljøegenskaper samtidig som det er enkelt å bearbeide (Bygg med tre, 2018).



Figur 7 - Betong og tre på byggeplass (The constructor, 2014) (Comsol, 2017).

3 Lastgrunnlag

I kapittelet defineres laster som påføres konstruksjonen. Laster regnes ut i henhold til norske standarder og ved hjelp av programmer.

3.1 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Det har blitt utarbeidet et grunnlag for prosjektering i henhold til standarden «NS-EN-1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Dette er en overordnet standard for hele Eurokode-serien. Den fastsetter prinsipper og krav til konstruksjonens pålitelighet (Standard Norge, 2015). For videre beregninger er det angitt brukskategori, pålitelighetsklasse og ulike typer lastkombinasjoner vist i tabell 3.

Grunnlag for prosjektering		NS-EN-1990
Brukskategori	Klasse 4	Punkt 2.3, tabell 2.1
Pålitelighetsklasse	klasse 2	Tabell NA.A1(901)
Kombinasjon av laster	Bruddgrense: 6.10a og 6.10b	Punkt NA.A1.2.1(2)
	Bruksgrense: 6.14a til 6.16b	Punkt NA.A1.2.1(3)

Tabell 3 - Grunnlag for prosjektering.

Hver enkelt last og medfølgende lastfaktor blir i denne standarden tildelt forskjellige kombinasjonsfaktorer. Forskjellige kombinasjonsfaktorer er vist i tabell 4, og ble definert i FEM-Design for hver last. FEM-Design bruker faktorene i beregning, ut ifra hvilke lastsituasjoner det er ønskelig å analysere.

NS-EN-1990: Punkt NA.A1.2.2, Tabell NA.A.1.1. Kombinasjonsfaktor			
Laster	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nyttelast (C)	0,7	0,7	0,6
Snølast	0,7	0,5	0,2
Vindlast	0,6	0,2	0
Egenlast	Lastfaktor inneholder ikke kombinasjonsfaktor		

Tabell 4 - Kombinasjonsfaktor.

3.2 NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner

Standarden er overordnet laster på konstruksjoner og inneholder grunnlag for å beregne deres eksakte verdi. Inkluderte laster i denne oppgaven vil være nyttelast, vindlast, snølast, egenlast og ulykkeslast.

3.2.1 Nyttelast

Standarden «NS-EN-1991-1-1 Laster på konstruksjoner» har i tabell NA.6.1 oversikt over nyttelastkategorier (A-D), der de forskjellige kategoriene er definert ved eksempler. Kategori C vil omhandle skoler ved å defineres som arealer der flere personer kan samles (Standard Norge, 2008). Det er også underkategorier (C₁-C₅), der den største nyttelasten er konservativt valgt og vist i tabell 5.

NS-EN 1991-1-1: Punkt, NA.6.3.1.2, Tab. NA.6.2		
Kategori	Underkategori	Verdi
C	C ₁	3 kN/m ²
	C ₂	4 kN/m ²
	C ₃	5 kN/m ²
	C ₄	5 kN/m ²
	C ₅	5 kN/m ²

Tabell 5 - Verdier for nyttelastkategori C (Standard Norge, 2008).

3.2.2 Vindlast

Prosjektert skole skal bygges på Askøy, der området ansees som vindutsatt grunnet omkringliggende sjø. Vann vil kategoriseres som glatt sone med lav ruhet, og område med nærliggende bebyggelse vil ha en høyere ruhet. Terrengruhetskategoriene går fra 0 til IV, og vil i denne oppgaven være I for sjø og III for området der skolen skal konstrueres. Skolen vil lokaliseres ca. 1 km fra sjøen, som blir tatt hensyn til ved beregning av vindhastighet og påført vindlast.



Figur 8 - Avstand fra bygget til endret terrengruhetskategori (Google Maps, 2020).

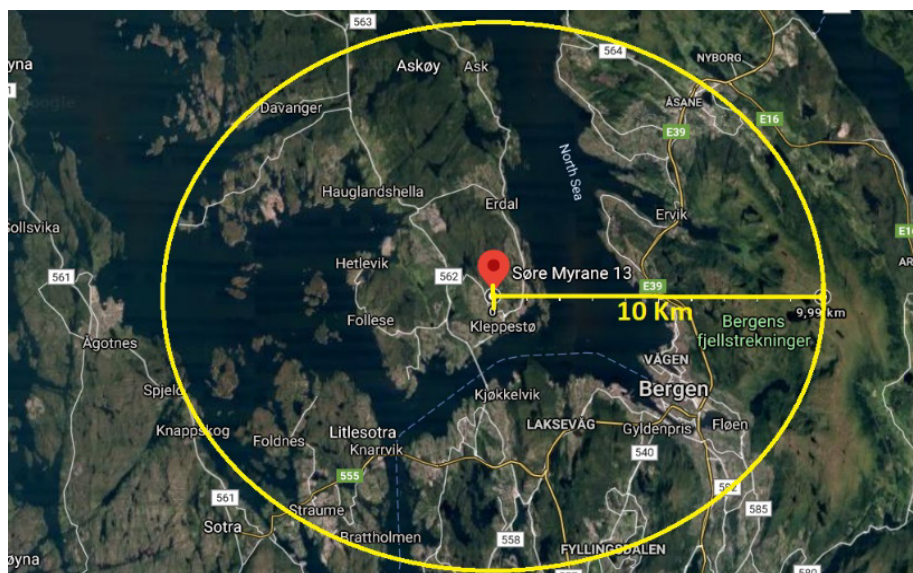
Vindlasten er beregnet i henhold til «NS-EN 1991-1-4 Vindlaster». Referansevindhastighet for Askøy kommune er satt til 26 m/s. I standarden er det rom for reduksjon av referansevindhastighet. Man beregner da en basisvindhastighet, der reduksjon forekommer ved gitte faktorer for nivå, returperiode, årstid og retning.

Faktorer er konservativt satt til 1,0, som vist i tabell 6. Dette medfører basisvindhastighet lik referansevindhastighet på stedet, med verdi 26 m/s.

Faktor	Type	Verdi
C_{alt}	Nivåfaktor	1,0
C_{prob}	Returperiodefaktor	1,0
C_{season}	Årstidsfaktor	1,0
C_{dir}	Retning	1,0

Tabell 6 - Faktorer inkludert i basisvindhastighet (Standard Norge, 2009).

Når byggested grenser til nærliggende fjell eller skråninger med en vinkel på 30° eller mer, skal det i følge standard tas hensyn til økning av stedsvindhastighet (Standard Norge, 2009). Dette gjelder i en radius på 10 km fra byggested, og vil ikke være tilfellet for Askøy VGS. Det blir derfor ingen økning av referansevindhastighet. Radius fra byggested er vist på figur 9.

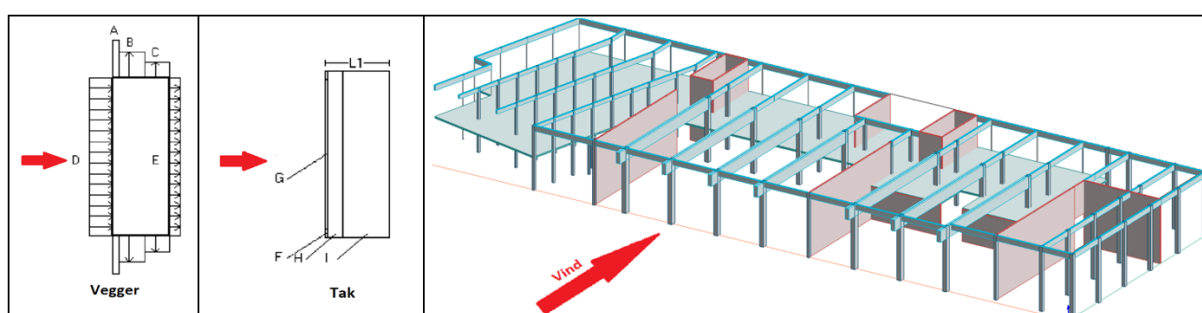


Figur 9 - 10 km radius fra byggested (Google Maps, 2020).

OS Lastberegning for vindlast ble deretter brukt med implementert basisvindhastighet for beregning av forskjellige soner og formfaktorer, vist i tabell 7. Bygget er forenklet til et rettvisklet prisme, vist på figur 10. Samtidig tas det kun hensyn til vind fra sør-øst, ettersom dette er mest ugunstig for flere konstruksjonselementer i bæresystemet.

$Q_{kast} = 0,836 \text{ kN/m}^2$					
Utvendig vindlast yttervegger			Utvendig vindlast tak		
Sone	Formfaktor	Last	Sone	Formfaktor	Last
A	-1,2	-1 kN/m ²	F	-1,6	-1,34 kN/m ²
B	-0,8	-0,67 kN/m ²	G	-1,1	-0,92 kN/m ²
C	-0,5	-0,42 kN/m ²	H	-0,7	-0,59 kN/m ²
D	0,7	0,84 kN/m ²	I	0,2	0,17 kN/m ²
E	-0,31	-0,26 kN/m ²			
- Indikerer sug					

Tabell 7 - Vindlaster på bygget.



Figur 10 - Soner for vindlast og vindretning.

Vindlastrapport fra OS-Lastberegning kan ses i vedlegg A1.

3.2.3 Snølast

Snølast er beregnet i henhold til «NS-EN 1991-1-3 Snølast». Bygget vil plasseres 51 meter over havet, noe som vil være under høydegrensen på 150 meter. Den karakteristiske snølasten på 1,5 kN/m² vil dermed ikke få et lasttillegg. Det vil være koeffisienter som kan øke eller redusere snølastens verdi, der eksponeringskoeffisient og termisk koeffisient er normalt vurdert til 1,0. Snølast vil også være påvirket av en faktor som er avhengig av takets utforming. Denne kalles formfaktor og er for flate tak lik 0,8 som vist på tabell 8. Taket vil optre flatt da det i denne rapporten har blitt vurdert å se bort fra teknisk rom på tak. Dette betyr også ingen tiltredende påvirkning fra snøfanger, snødriver eller generell snøhindring. Snølastrapporten fra OS-prog kan ses i vedlegg A2.

Parametre for snølast, $S_{k,0} \rightarrow S_k$		
Eksponeringskoeffisient	C_e	1,00
Termisk koeffisient	C_t	1,00
Formfaktor	μ_1	0,80
Høydetillegg	$\pm \Delta S_k$	0,00 kN/m ²
$S_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$		

Tabell 8 - Snølast (Standard Norge, 2008).

3.2.4 Ulykkeslaster

I henhold til «NS-EN-1991-1-7 Ulykkeslaster» vil påkjøringslast ses på som den mest relevante ulykkeslasten i denne oppgaven. Skolen ligger ikke ved trafikkert vei og det antas strenge regler for hastighet og manøvrering av motorkjøretøy på skoleområdet. Det vil også være kraftige søyler i fasade mot uteområde, gjennomgått i kapittel 5.2. Det har dermed blitt valgt å se bort fra ulykkeslaster i denne oppgaven.

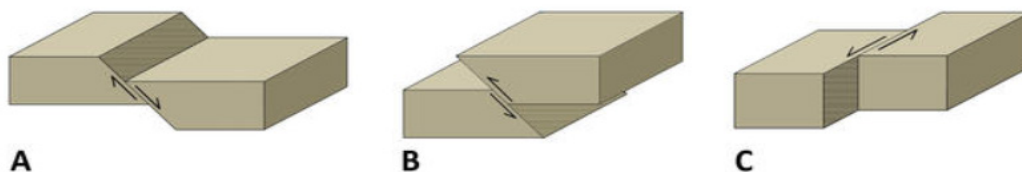
3.3 Seismisk last

3.3.1 Grunnleggende om jordskjelv

Uansett geografisk plassering vil bygninger kunne bli påkjent av seismisk last. Det kan komme naturlige brudd i jordskorpen der det sendes ut elastiske bølger og rystelser, der størrelsene vil variere og kan være svært alvorlig eller helt umerkelig. Platene som skaper brudd i jordskorpen, vil gjøre dette fordi de er i stadig bevegelse. Da vil det dannes en friksjon som langsomt bygger opp kraftige skjærespenninger i bergartene som ligger inntil plategrensene. Dette kalles elastisk retur og kan føre til skadelige skjelv. (Norsar, 2018)

Forkastning

Selve sprekken der bevegelsen foregår kalles en forkastning. Forkastninger kommer i flere typer, og kan variere fra et par meter, til å strekke seg mange hundre kilometer i jordskorpen.



Figur 11 - A: Normal-, B: Revers- og C: Sidelengsforkastning.

I tilfeller der skorpen er utsatt for strekk vil det være en *normalforkastning*, som fører til dannelse av jordskorpe. Hvis skorpens overflate blir redusert av en forkastning, kalles det *reversforkastning*.

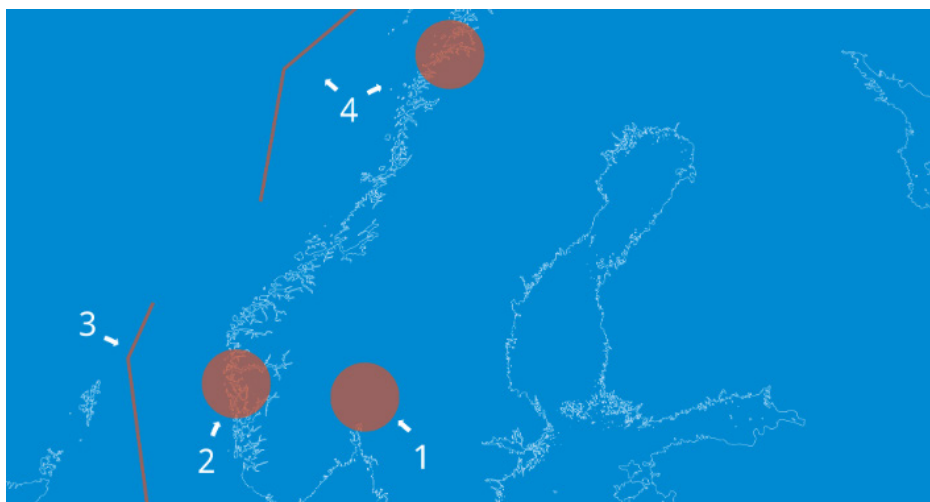
Ved *sidelengsforkastning* vil bevegelsen foregå bortover, enten venstrelengs eller høyrelengs.

Forkastninger fører til seismiske laster som danner grunnlag for jordskjelvanalyse.

Jordskjelv i Norge

I Norge er jordskjelv et kjent fenomen, og selv om ingen av skjelvene har hatt styrker på over 6 på Richterskalaen, har det likevel vært betydelige skader som følge av skjelvene. Richterskalaen brukes til å karakterisere styrken av et jordskjelv, og siden jordskjelv varierer betraktelig i størrelse, vil styrketrekkene øke logaritmisk (Norsar, 2018). Jordskjelvene i Norge utløser spenninger i jordskorpen som har både kontinentale, regionale og lokale årsaker. Det vil fortsette å være et reelt faremoment å ta hensyn til når man dimensjonerer bygninger (Fossen og Bungum, 2019).

3.3.2 Jordskjelvanalyse

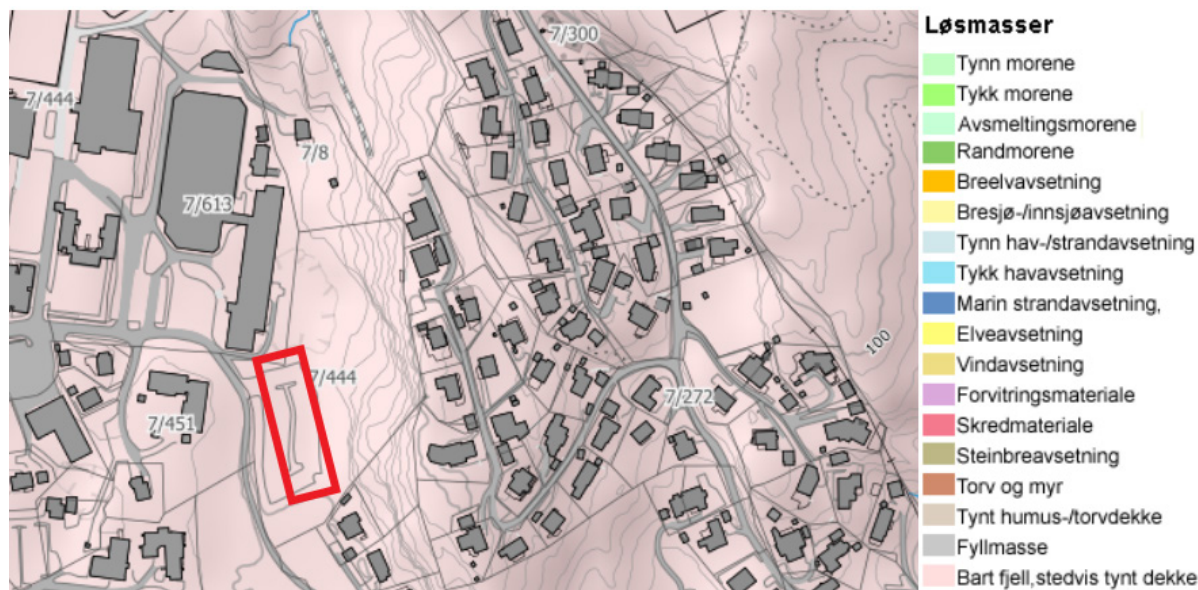


Figur 12 - Jordskjelvutsatte områder i Norge (Fossen og Bungum, 2019).

Askøy VGS vil på figur 12 være innenfor den røde sirkelen som markerer område 2. Dette er et område der det er mulig å bli utsatt for jordskjelv (Norsar, 2012). Det betyr at det er hensyn som må tas i prosjekteringsfasen og bygget kan måtte dimensjoneres deretter.

Grunntype

Krav om kjennskap til byggegrunn er vesentlig for å kunne plassere den i en klasse som gir viktig informasjon til bruk i beregning (Norconsult, 2019). På figur 13 er det vist løsmasser i området, der skolens plassering er markert i rød. Informasjonen er hentet fra Norges Geologiske Undersøkelse, og viser at hele området har masser som består av bart fjell, med stedvis tynt dekke. Bergartene er beskrevet som tonalittisk gneis.



Figur 13 - Løsmasser i området (NGU, 2019).

Denne informasjonen gjør det mulig å klassifisere grunnen her til grunntype A, der den stratigrafiske profilen lyder; Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten. Dette er vist i tabell 9.

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{2) 3)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SP,T}$ (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 – 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			

¹⁾ Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

²⁾ Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, $N_{SP,T}$ eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

³⁾ Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

Tabell 9 - Grunntyper (Standard Norge, 1998).

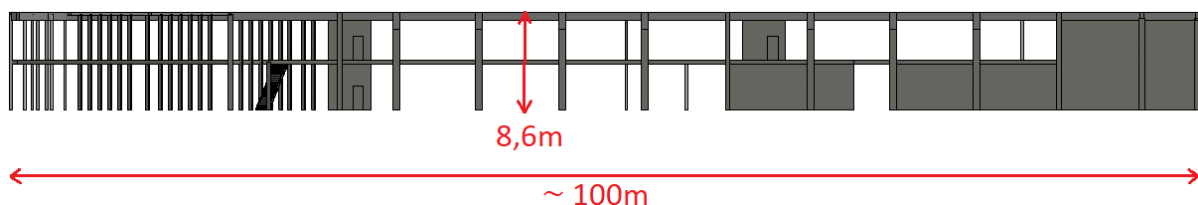
Seismisk klasse

Det er nødvendig å plassere bygget i en seismisk klasse, der det normalt vil følge samme pålitelighetsklasse. Nasjonalt tillegg til «NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» klassifiserer byggverk etter konsekvens ved konstruksjonssvikt for seismiske laster, der tabell 10 viser at skoler og institusjonsbygg ligger i seismisk klasse 3, og i noen tilfeller klasse 2.

Byggverk	I	II	III	IV	Veilevende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
						1	2	3	4
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				x ¹⁾					
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X					x
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X						
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)					
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)					
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportsbarer, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X						
Kaier og havneanlegg		X	(X)						
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		X	(X)						
Tårn, møster, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)						
Industrianlegg		X	(X)						
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X						
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)						
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)							
Støttemurer med høyde lavere enn 3 m langs vegger i klasse II ³⁾	X	(X)							
Kulverter	X	(X)	(X)						
Landbruksbygg	(X)								
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)								
¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse. Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4. ²⁾ Se veilevende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2. ³⁾ For støttemurer langs jernbane, støttemurer langs vegger med høyde over 3 m og støttemurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen.					Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall Dammer Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾ Veg- og jernbanebruer Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportsbarer, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.) Kai- og havneanlegg Tårn, møster, skorsteiner, siloer Industrianlegg Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv. Oppdreitsanlegg Landbruksbygg Feste av kledninger, taktekkning og lignende komponenter Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾ Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv. Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid				
					¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. ²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.				

Tabell 10 - Seismisk klasse og pålitelighetsklasse (Standard Norge, 1998) (Standard Norge, 2016).

Her vil det være konservativt å anta seismisk klasse 3. Vi vil likevel argumentere for en seismisk klasse 2 for bæresystemet, ved å vurdere og analysere flere faktorer. Bygg der relativt få mennesker oppholder seg, slik som i et verkstedsbygg, vil kunne klassifiseres lavere enn et større skolebygg. Bygget vil bestå av to etasjer, og det er liten sannsynlighet for stor menneskelig ansamling. Det vil dermed kunne vurderes til en seismisk klasse 2 på grunnlag av den begrensede konsekvensen en konstruksjonssvikt vil medføre. I drøftelsen vil det også bli tatt hensyn til faktorer som ikke er direkte knyttet til seismisk klasse, men tar for seg byggets følsomhet for seismisk påkjenning. Faktorer for følsomhet vil være svært relevant i en fullstendig jordskjelvdimensjonering.

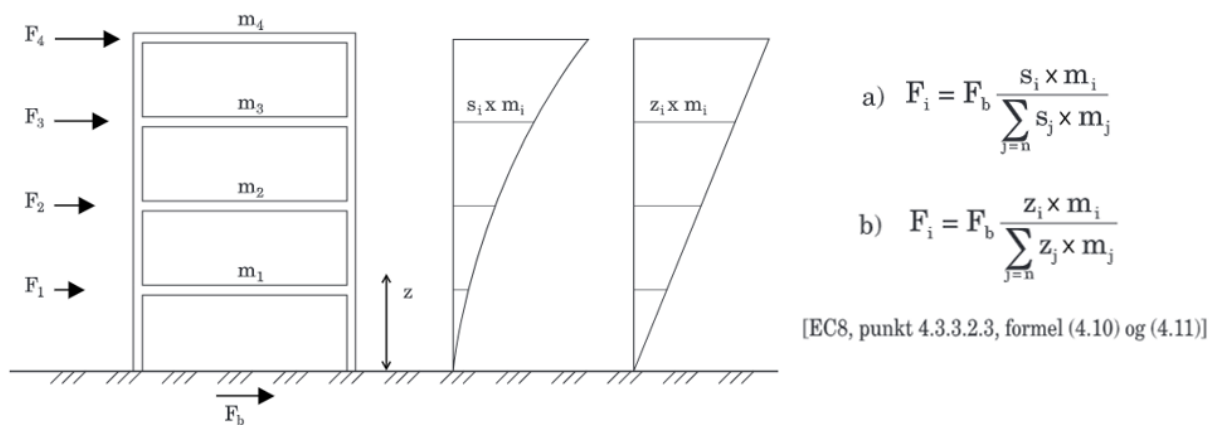


Figur 14 - Bæresystemet sett fra vest i Revit.

Bæresystemet er vist på figur 14 og er bestående av to etasjer, som utgjør en total høyde på 8,6 m. Det er over 100 m langt og 34 m bredt, noe som gjør det til en stabil konstruksjon med lavt tyngdepunkt og stor flate mot grunn.

Skolen vil bestå av store verksted utsatt for mye tyngde og det kan antas å ville ha et solid og godt egnet fundament. Det er tiltenkt at hovedbæresystemet skal ha en deformasjonsmekaniske der de duktile leddene og konstruksjonsdelene gir bæresystemet mulighet til å bevege seg og omfordele krefter uten at konstruksjonen mister bæremessig integritet. Dette er gjort ved at flere innfestinger av bjelker og søyler er leddet, med en fortsatt god kraftomlagring som gir tilstrekkelig bæreevne. Vi tillater dermed en bevegesmekaniske med en form som opptar mye energi. Dette gir en god konstruksjon med hensyn på lastopptak for seismiske påvirkninger (Norconsult, 2019).

Høye bygninger med flere etasjer vil få en skivevirkning ved hvert etasjenivå. Her vil man ifølge standard vekte horisontalkrefter i alle etasjer med et produkt av forskyvning og masse fra hver etasje. I en slik beregning blir kreftene fra et jordskjelv ganget med etasjehøydene, og et høyere bygg med flere etasjer får ugunstige påkjenninger. Dette er vist på figur 15.



Figur 15 - Skivevirkning i byggverk (Standard Norge, 1998).

Formel 1 - a) Formel for horisontalkraft (Standard Norge, 1998).

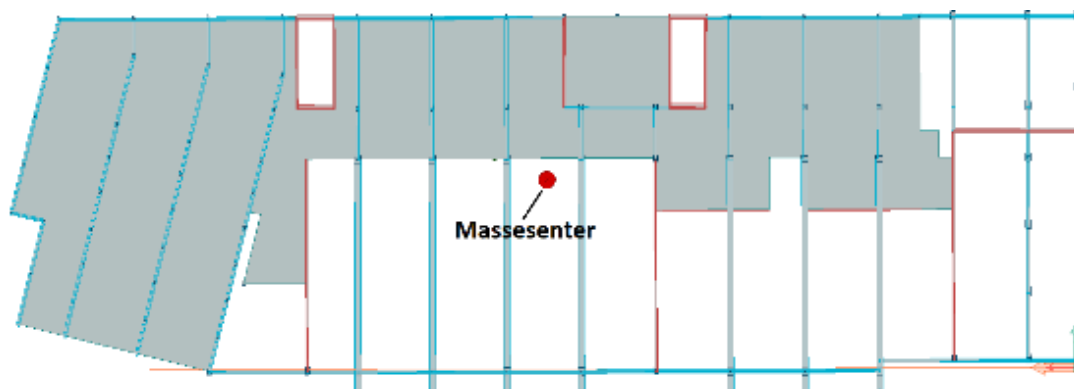
Formel 2 - b) Formel for horisontalkraft (Standard Norge, 1998).

I oppgavens bæresystem vil ikke en slik masseforskyvning ha et stort utslag, fordi store deler av bygget strekker seg fra bunn til tak i form av verkstedshaller. Dette medfører et betraktelig lavere tillegg fra masse i formel for horisontalkraft, enn om etasjeskiller var heldekkende på avtrykk mot grunn. Dette er vist i formel 1 og 2, der beregninger vil styrke bæresystemets stabilitet med et lavt samlet tyngdepunkt i forhold til grunnflaten.

Massesenter

Figur 16 viser bæresystemet i plan, med massesenteret for hele konstruksjonen beregnet i FEM-Design. Det gunstige for konstruksjonen er at senter for avstivning ligger i nærhet av massesenteret, eller i samme punkt. Dette vil være en ideell geometrisk løsning for bæresystemet.

Farene ved en uheldig løsning er mulige deformasjoner i bygget som følge av rotasjon og torsjon i planet grunnet avstand mellom masse- og stivhetssenter.



Figur 16 - Massesenter beregnet i FEM-design.

For å finne ut om vi har oppnådd en slik løsning vil det være nødvendig å analysere og fastsette stivhetssenteret til konstruksjonen.

Stivhetssenter

Stivhetssenter var ønskelig å beregne for hånd for å gi bedre forståelse av byggets avstivende egenskaper. Beregningsmessig er det blitt tatt med 14 av 16 vegger i bæresystemet, der to vegger kun befinner seg i øvre etasje og har dermed liten avstivende effekt for den totale konstruksjonen.

Aksesystem											
x [mm] =	0	15500	20500	23050	25500	34200					
y [mm] =	0	12000	26400	29800	35900	39400	40800	71900	74500	75400	103070
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Tabell 11 - Definert aksesystem.

I tabell 11 har det blitt definert et aksesystem basert på plasseringen av veggene i bygget. Dette danner grunnlag for kalkulasjonen i tabell 12.

		Senter vegg											
		x =	y =	t	h	L	K	Retning		K _x	K _y	K _x ·x	K _y ·y
Vegger	Vegg 1	10250	12000	240	8600	20500	5251448	0	1	0	5251448	0	63017373845
	Vegg 2	23050	6000	240	8600	12000	2252680	1	0	2252680	0	51924276739	0
	Vegg 3	15500	19200	240	4300	14400	8140948	1	0	8140948	0	126184694117	0
	Vegg 4	15500	35300	240	4300	11000	5780402	1	0	5780402	0	89596237855	0
	Vegg 5	10250	40800	240	8600	20500	5251448	0	1	0	5251448	0	214259071073
	Vegg 6	10250	74500	240	8600	20500	5251448	0	1	0	5251448	0	391232862621
Sjakt 1	Vegg 7	25500	37650	240	8600	3500	122317	1	0	122317	0	3119082298	0
	Vegg 8	34200	37650	240	8600	3500	122317	1	0	122317	0	4183239788	0
	Vegg 9	29850	35900	240	8600	8700	1194875	0	1	0	1194875	0	42896016797
	Vegg 10	29850	39400	240	8600	8700	1194875	0	1	0	1194875	0	47078079716
Sjakt 2	Vegg 11	25500	73650	240	8600	3500	122317	1	0	122317	0	3119082298	0
	Vegg 12	34200	73650	240	8600	3500	122317	1	0	122317	0	4183239788	0
	Vegg 13	29850	71900	240	8600	8700	1194875	0	1	0	1194875	0	85911521106
	Vegg 14	29850	75400	240	8600	8700	1194875	0	1	0	1194875	0	90093584025
								Σ		16663298	20533844	282309852881	934488509183

Tabell 12 - Regneark for stivhetssenter.

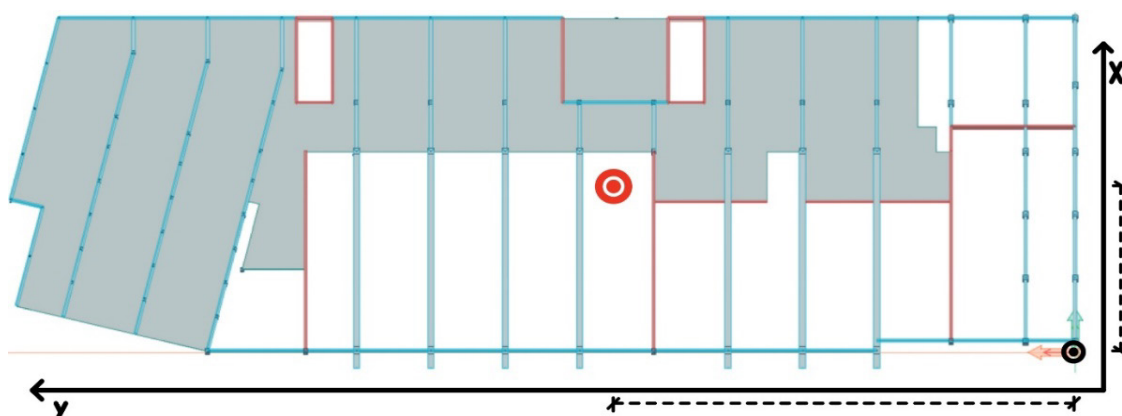
I tabell 12 er vegger definert med veggcenter, tykkelse, høyde, lengde og en beregnet stivhet. Det er kun medtatt stivhet i lengderetning, ettersom stivhet i tverretning neglisjeres. Dermed vil halvparten av verdier for **K** være lik null. Verdiene i tabellen danner grunnlag for beregning av stivhetssenter ut ifra formel 3 og 4.

$x = \frac{\sum Kx \cdot x}{\sum Kx} = 16942 \text{ mm} = 16,9 \text{ m}$	$y = \frac{\sum Ky \cdot y}{\sum Ky} = 45510 \text{ mm} = 45,5 \text{ m}$
---	---

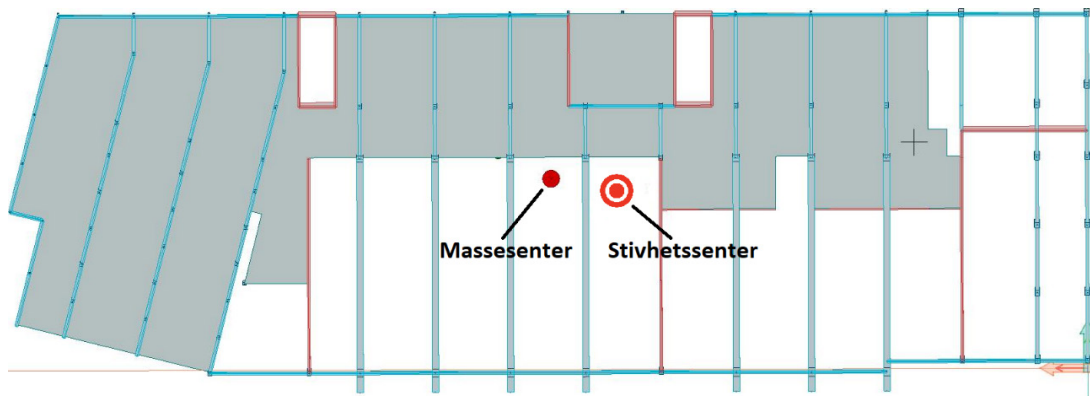
Formel 3 - Beregning av stivhetssenter langs x-akse.

Formel 4 - Beregning av stivhetssenter langs y-akse.

Formel 3 og 4 gir lokasjon av stivhetssenteret ut ifra origo som er definert i nedre hjørnet av bygget. Origo i svart og det beregnede stivhetssenteret i rødt kan ses på figur 17.



Figur 17 - Stivhetssenter.



Figur 18 - Massesenter og stivhetssenter.

Figur 18 viser stivhetssenter og massesenter i samme modell, der det er kort avstand mellom dem. Dette medfører en gunstig geometrisk løsning for konstruksjonen. «NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning» pkt. 4.2.1 forklarer grunnleggende prinsipper for dette, og figur 19 viser en enkel versjon av hva som vil oppnås med denne løsningen.



Figur 19 - Prinsipper for god geometrisk løsning.

Her vil det være motstand og stivhet i to retninger, sammen med torsjonsmotstand og en generell konstruksjonssikkerhet som følge av dette.

Grunnet bruk og utforming vil det være rimelig å plassere bygget i seismisk klasse 2, hvor det samtidig er påvist gode egenskaper for følsomhet ved påkjenning av seismisk last. Når den seismiske klassen er kjent for en konstruksjon, kan man i tabell 13 fastsette tilhørende seismisk faktor som brukes ved utregning av dimensjonerende grunnakselerasjon. Gjeldende faktor her er γ_1 lik 1,0.

Seismisk klasse	γ_1
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Tabell 13 - NA.4(901) Seismisk faktor (Standard Norge, 1998).

Grunntyper vil inneha en forsterkningsfaktor S , som vist i tabell 14. Den er for vårt tilfelle lik 1,0 ettersom området består av grunntype A. Forsterkningsfaktor vil også være nødvendig for beregning av grunnakselerasjon.

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Tabell 14 - Forsterkningsfaktor for grunntyper (Standard Norge, 1998).

3.3.3 Utelatelseskriterier

Beregning av seismisitet for å kontrollere om den er under kravet for *svært lav seismisitet*, er ett av fem utelatelseskriterier vist i tabell 15. Det er ikke nødvendig med påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismiske laster, forutsatt at ett av kriteriene er oppfylt.

Utelatelseskriterier for jordskjelv	
1	Konstruksjonen er i seismisk klasse 1
2	Lett trekonstruksjon
3	Svært lav seismisitet $ag \cdot S < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$
4	Dimensjonerende spektrum $S_d(T) < 0,49 \text{ m/s}^2$
5	Størrelse på krefter. Dersom skjærkraften for dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnivå er mindre enn de fra andre relevante lastkombinasjoner, kan ytterligere kapasitetskontroll for jordskjelv utelates.

Tabell 15 - Utelatelseskriterier (Standard Norge, 1998).

For beregning av seismisitet er det nødvendig med en dimensjonerende grunnakselerasjon ag [m/s^2]. Seismisk data er hentet fra rapporten «NORSAR Oppdaterte seismiske sonekart», der verdiene for Bergen og omegn vil være gjeldende.

Seismisk klasse	γ_i	Oslo	Bergen	Trondheim	Tromsø
		a_g [m/s^2]	a_g [m/s^2]	a_g [m/s^2]	a_g [m/s^2]
I	0,70	0,31	0,50	0,21	0,20
II	1,00	0,44	0,72	0,30	0,28
III	1,40	0,62	1,01	0,42	0,39
IV	2,00	0,88	1,44	0,60	0,56

Tabell 16 - Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A etter EK 8 (Norsar, 2019).

Seismisk klasse	γ_i	Oslo	Bergen	Trondheim	Tromsø
		a_g [m/s ²]	a_g [m/s ²]	a_g [m/s ²]	a_g [m/s ²]
I	0,70	0,20	0,35	0,05	0,07
II	1,00	0,29	0,50	0,07	0,10
III	1,40	0,41	0,70	0,10	0,14
IV	2,00	0,58	1,00	0,14	0,20

Tabell 17 - Reduserte verdier for tabell 16.

Det vil være reduserte dimensjonerende verdier for alle områder ifølge NORSAR, som vist på tabell 17. Grunnakselerasjonen vil dermed i Bergen og omegn være lik 0,50 m/s² for bygninger i seismisk klasse 2. For utelatelseskriterie 3 vil det bli brukt forsterkningsfaktor **S** lik 1 og seismisk klasse faktor γ_i lik 1,0.

Krav for svært lav seismisitet
$a_g \cdot S = \gamma_i \cdot (0,8 \cdot a_{g40Hz}) \cdot S < 0,49 \text{ m/s}^2$
$1,0 \cdot (0,8 \cdot 0,50 \text{ m/s}^2) \cdot 1,0 = \underline{0,40 \text{ m/s}^2} < 0,49 \text{ m/s}^2 \Rightarrow \text{OK!}$

Formel 5 - Krav til akselerasjon (Betongelement foreningen, 2011) (Norsar, 2019).

På dette grunnlag vil det ikke være nødvendig med påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismiske laster, ettersom krav for svært lav seismisitet er overholdt.

3.4 Kombinasjon av laster

Konstruksjonens påførte laster skal kombineres og fungere samordnet i henhold til «NS-EN-1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Dette er gjort i FEM-Design, ved å kombinere dem i programmets lastfunksjoner som vist på figur 20.

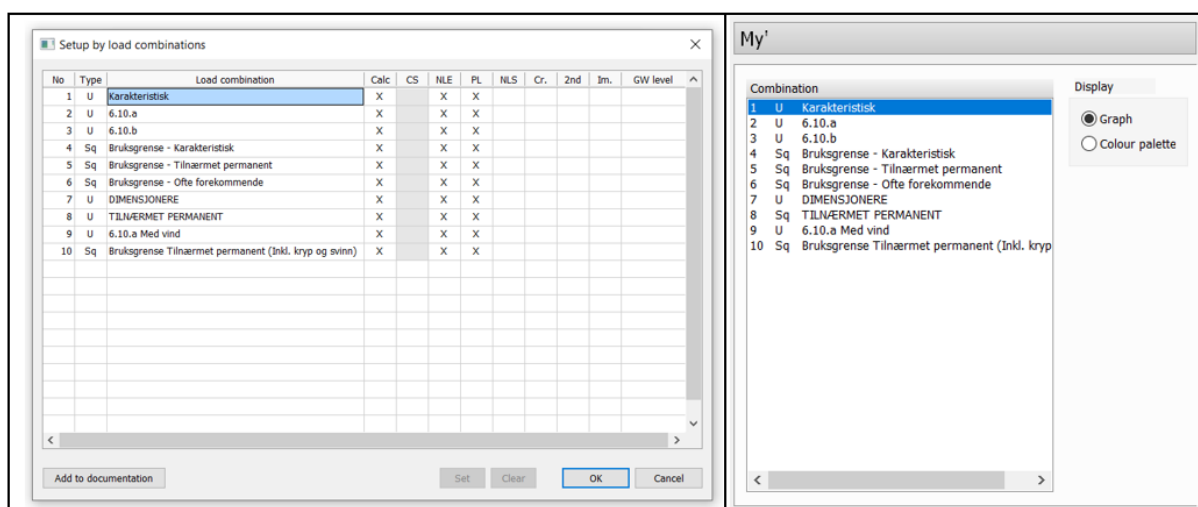
No	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Egen	+Struc. dead load	Permanent
2	Tak/tekking	Ordinary	Permanent
3	Snø	Ordinary	Permanent
4	Nytte Kat C.	Ordinary	Permanent
5	Vind	Ordinary	Permanent
6	Svinn	+Shrinkage	Permanent

Name	Type	Factor	Included load cases
1 Karakteristisk	U	1.00	Egen
		1.00	Tak/tekking
		1.00	Snø
		1.00	Nytte Kat C.
		1.00	Vind
2 6.10.a	U	1.35	Egen
		1.35	Tak/tekking
		1.05	Snø
		1.05	Nytte Kat C.
3 6.10.b	U	1.20	Egen
		1.20	Tak/tekking
		1.05	Snø
		1.50	Nytte Kat C.
4 Bruksgrense - Karakteristisk	Sq	1.00	Egen
		1.00	Tak/tekking
		0.70	Snø
		1.00	Nytte Kat C.
		0.60	Vind
5 Bruksgrense - Tilnærmet permanent	Sq	1.00	Egen
		1.00	Tak/tekking
		0.20	Snø
		0.60	Nytte Kat C.
		0.00	Vind
6 Bruksgrense - Ofte forekommende	Sq	1.00	Egen

Figur 20 - Load case og Load combination i FEM-Design.

Hver last legges inn som en *Load case*, vist til venstre i figur 20. Når disse er definert kan det videre velges ut hvilke laster som skal modelleres, og plasseres i modellen. De forskjellige lastkombinasjonene kalt *Load combinations* til høyre i figur 20 viser inkludert *Load case* med tilhørende lastfaktor.

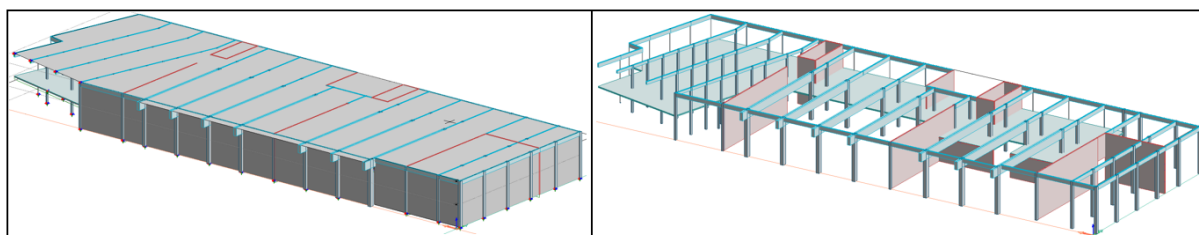
Egenlast og svinn blir kalkulert automatisk av FEM-Design. Hvordan de blir behandlet og kalkulert vil bli sett på i kapittel 5.3.3, som omhandler risskontroll av dekket. De forskjellige lastkombinasjonene er blitt definert basert på kombinasjonsfaktorer angitt i kapittel 3.1. Her legges de inn med en kode under *type*, der **U** vil indikere bruddgrense og **Sq** indikerer bruksgrense.



Figur 21 - Kalkulasjonsvalg i FEM-Design.

Figur 21 viser hvordan lastkombinasjoner kan kalkuleres ulikt etter hvilken analyse som foreligger. Resultater fra analyser kan visualiseres etter valgt kombinasjon. Dette er vist til høyre på figur, hvor det eksempelvis er valgt å vise resultater for moment om sterk akse.

Lastene overføres til konstruksjonen slik det er tiltenkt, ved fiktive skall på konstruksjonen. Skallene er vist på figur 22. Snølast, vindlast og egenvekt av tak defineres ved at de følger geometrien til skallene.



Figur 22 - Bæresystemet med og uten fiktive skall i FEM-Design.

Fiktive skall er verktøy man kan bruke til å beregne kraftomlagring fra konstruksjonselementer som vegger og tak til bærende struktur, der parametere som for eksempel stivhet og vekt er spesifisert på forhånd. Fiktive skall er definert langs senterlinjer på tak og samtlige vegger, men vil ikke bli plassert der verkstedsbygget grenser til allmennbygget. Programmet definerer fiktive skall med en gitt stivhet og masse. For en teoretisk tilnærming av kraftomlagring fra tak og vegger er disse lagt inn som uendelig stive og lette. Elementnett vil også bli generert for fiktive skall.

4 Modell I FEM-Design

4.1 Grunnlag for modeller

Modeller baserer seg på plantegninger og IFC-filer, der ARK-fil fra HML Arkitektur og RIB-fil fra Multiconsult ble benyttet til å definere ytre og innvendige mål. For nødvendige vertikale mål og inspirasjon til utforming har IFC-filer blitt benyttet, der både modell i Revit og FEM-Design er modellert heretter. Plantegninger kan ses i vedlegg B1 til og med B6.

4.2 Kontroll av modell

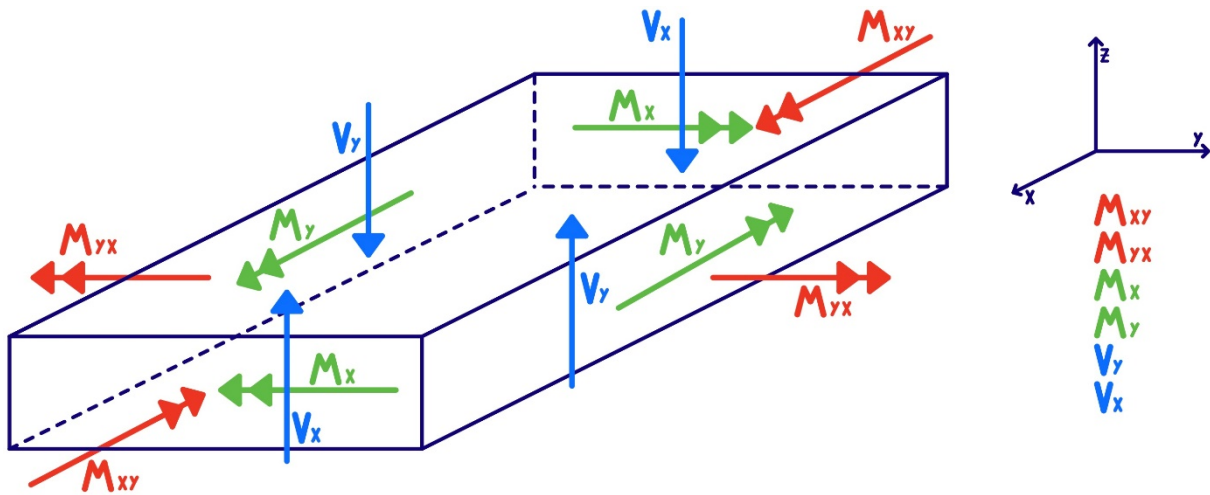
Underveis i dimensjoneringsprosessen er det gjennomført håndberegninger for å kontrollere de statiske verdiene fra FEM-Design. Tabell 18 viser en sammenligning av verdiene, med et prosentvist forhold mellom FEM-Design og håndberegnet overslag. Eksempelvis vil et 107,9% forhold i maksimal skjærkraft tilsi en større verdi fra program enn for hånd. Et forhold på generelt nært 100% er oppnådd og tilsvarer aktuelle overslagsverdier for gjennomført beregning. Programmet vil dermed kunne anses som en sikker kilde for statiske beregninger i riktig størrelsesorden. Beregninger er vist i vedlegg B7 til og med B12.

	Overslag		FEM-Design		Prosent	
	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med
Bjelke 600x1500	498 kN	2553 kNm	496 kN	2421 kNm	99,6 %	94,8 %
Bjelke 300x700	93 kN	168 kNm	93 kN	155 kNm	99,7 %	92,3 %
Bjelke 300x500	38 kN	34 kNm	41 kN	32 kNm	107,9 %	94,1 %
	Overslag		FEM-Design		Prosent	
	Ned		Ned		Ned	
Søyle 600x800	1198 kN		1272 kN		106,2 %	
Søyle 500x500	444 kN		442 kN		99,5 %	
Søyle HUP150x150x6	542 kN		527 kN		97,2 %	

Tabell 18 - Sammenligning av statiske verdier.

4.3 Armering

Bjelker og søyler er armert ved hjelp av håndberegninger, der det er hentet tverrsnittskrefter fra modellen i FEM-Design. Dekket og vegger er derimot utelukkende armert i FEM-Design sitt armeringsverktøy. En felles betegnelse for dekker og vegger er plater, og når en skal armere plater er det en rekke tverrsnittskrefter å ta hensyn til. I figur 23 er det vist et dekke med tilhørende krefter, der aksialkraft ikke er vist grunnet neglisjerbare verdier.



Figur 23 - Tverrsnittskrefter i et dekke.

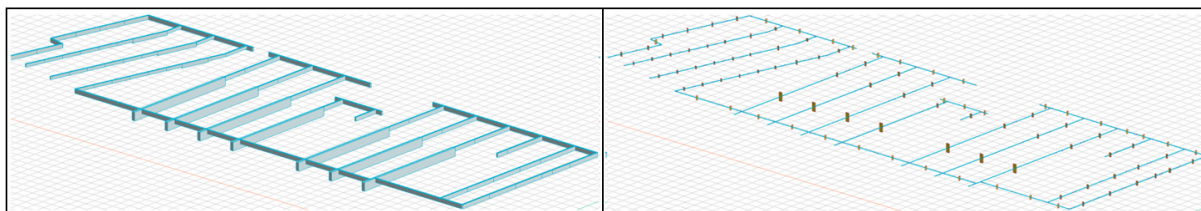
I oppgaven skal både vegger og dekket armeres i FEM-Design, med hovedfokus på dekket. Her er det spesielt moment om begge akser og skjærkrefter det tas hensyn til, fordi store deler av dekket er opplagt på søyler. Dette vil bli gjennomgått i kapittel 5.3.

5 Armering og dimensjonering

Bæresystemet består av 96 bjelker, 84 søyler, 16 vegger og ett dekke. 17 av søylene består av stål og er tiltenkt plassert i fasaden på østsiden av bygget. Resterende bæresystem er i betong og skal armeres. I kapittelet skal det gjennomgås ugunstige tverrsnittskrefter i konstruksjonsdeler, der nødvendig armering beregnes deretter.

5.1 Bjelker

Det blir brukt tre forskjellige bjelke dimensjoner i bygget. Ugunstige tverrsnittskrefter for hver bjelke dimensjon vil lokaliseres, og være grunnlag for armering. Bjelker er vist på figur 24.



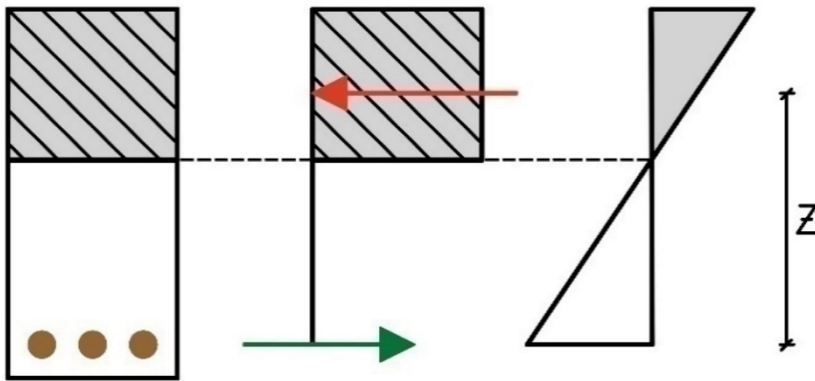
Figur 24 - Bjelkelaget med dimensjoner og senterlinjer.

I modellen er alle bjelker leddet i enden og i knutepunkt med søyler, som vil redusere støttemoment i ende av bjelker. Dette medfører et høyere feltmoment, i tillegg til en vesentlig nedbøyning og fare for riss. Denne typen innfesting av bjelker og søyler er gjennomførbar med både plaststøpt og prefabrikkert betong. For leddet innfesting kan det tas i bruk konsoller av for eksempel stål, til å sørge for prosjektert innfesting av konstruksjonselementer.

5.1.1 Hovedarmering

Armering som motstår momentkrefter i bjelke kalles for hovedarmering. Momentpåkjenning vil dele tverrsnittet i to teoretiske deler, der én side tar trykkrefter og motsatt side tar strekkrefter. Betong har ofte god nok kapasitet alene til å tåle trykkpåkjenninger, og det vil være mulig å legge inn armering for å øke trykkapasiteten om nødvendig. På strekksiden av tverrsnittet ser man vekk fra betongens kapasitet, ettersom den har dårlige og neglisjerbare egenskaper for strekkpåkjenning. Man legger derfor inn jern i lengderetning som motstår denne påkjenningen.

På figur 25 er betong i trykk vist i grå, og har en samlet trykkraft i rød. Trykkraften er i likevekt og motvirkes av strekkraft i stålet merket med grønn. Avstand mellom krefter er merket med bokstaven **Z**, kalt indre momentarm. Stiplet strek indikerer nøytralakse, der det teoretisk vil være hverken trykkrefter, strekkrefter eller tøyning i materialet. Til høyre i figur er et tøyningsdiagram som viser tøyningen i betong og i stål. Maksimal tøyning i stål bestemmer om tverrsnitt er over-, balansert-, under- eller normalarmert.

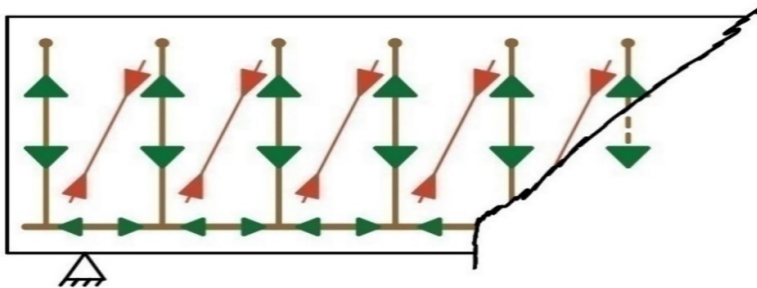


Figur 25 - Strekk- og trykkrefter i bjelke som følge av momentpåkjening.

Tverrsnittet i denne oppgaven kategoriseres og beregnes som underarmert, da det er gunstig med tanke på sikkerhet. Armering vil deformere seg plastisk tidligere enn betong, og dermed fysisk strekke seg før betongen knuses. Betong går til brudd relativt fort etter flytespenning er nådd, og det vil derfor være gunstig å la stål tøyes før dette for å gi indikator på brudd.

5.1.2 Skjærarmering

Ved en momentpåkjent bjelke vil det alltid være skjærkrefter, der en vil kunne armere slik at tverrsnittet deles inn i strekk- og trykksoner. Ved å sette inn bøylor vil det dannes et internt fagverk i bjelken. Bøylor plasseres vertikalt på tvers av bjelkens lengderetning med en gitt senteravstand, vist på figur 26.



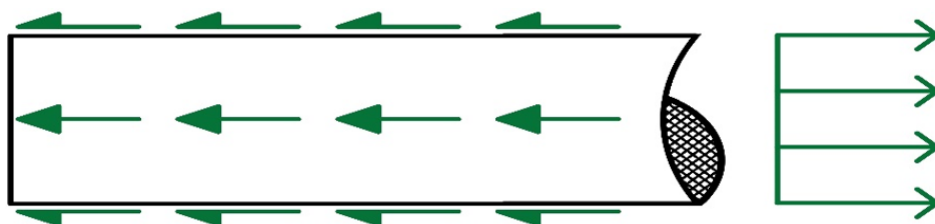
Figur 26 - Strekk- og trykkrefter internt i bjelken.

I internt fagverk vil stålkomponenter ta strekkrefter vertikalt og betongen ta trykkrefter diagonalt mellom bøylor. Det vil også bli økning av strekkrefter i hovedarmering, som fører til økt behov for skjærarmering i bjelkens lengderetning. Det er ikke tatt hensyn til dette under beregninger, ettersom hovedarmeringen er maks utnyttet der skjærkraft er lik null. Momentet og dermed utnyttelsen av hovedarmeringen avtar slik at det er kapasitet til å ta kreftene fra den økte skjærkraften. Hensyn til dette vil være relevant om du har maksimalt moment og maksimal skjærkraft i samme punkt, for eksempel ved ett støttemoment over opplegg.

5.1.3 Forankring

Forankring av hovedarmering i lengderetning er nødvendig for å sikre at den har kapasitet til å ta de tiltenkte påkjenningene. Ved ende av fritt opplagt bjelke vil det være ekstremalpunkt i skjærkraften, der deler av kraften vil bli ført ned i hovedarmering over teoretisk opplegg. Lengden til jernet som går forbi teoretisk opplegg blir kalt forankringslengde. Forankringskapasitet blir regnet som et produkt av denne lengden, jernets heftfasthet og betongens strekkfasthet.

Armeringens heftfasthet er en betegnelse på hvor godt det er «festet» i betongen. Den regnes ut ved hjelp av variabler som omhandler størrelsen på stålet, utstøpningsforhold og hydrostatisk poretrykk. For jern med diameter 32 mm eller mindre og «gode» utstøpningforhold kan begge variabler settes lik 1,0 for armering i underkant. Produktet av variablene kan settes til 0,7 i overkant, grunnet hydrostatisk poretrykk (Standard Norge, 2018). Variablene påvirker heftfasthet, som videre påvirker forankringslengde. Figur 27 visualiserer heftkraft langs jernet. Denne kraften må være tilstrekkelig for å sikre forankringskapasitet og overføring av krefter til hovedarmering.



Figur 27 - Heft langs jernet og kraft i jernet.

Forankringskraft beregnes ut ifra forankringslengde og heftfasthet. Om beregnet forankringskraft ikke er tilstrekkelig må det legges inn armeringsbøyler for de resterende kreftene. Det kan være store krefter i denne armeringen, og det er viktig at de bøyes slik at jernet blir ivaretatt og det ikke oppstår riss i jernet. Armeringsjern bøyes da om en dordiameter for å sikre dette, og for å ivareta betongen. (Standard Norge, 2018)

5.1.4 Rissviddekontroll

Bjelkene befinner seg i eksponeringsklasse XC3 (Standard Norge, 2018). Riss skal dermed kontrolleres i lasttilfelle «tilnærmet permanent». Med denne informasjonen kan man ved hjelp av tverrsnittsdata og tabeller fra standard regne ut den maksimalt tillate rissvidden og den opptredende.

Riss forekommer over tid, og for å beregne rissvidde er det flere faktorer å ta hensyn til. Kryp er en vesentlig faktor for rissviddeberegning, og vil defineres ut ifra forhold som betongtverrsnitt, betongtype, relativ luftfuktighet og tidspunkt ved avlastning (Standard Norge, 2018).

Kryp er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning (Store norske leksikon, 2019), og kryptallet vil forenklet bli satt til 2,4.

Kryptall brukes sammen med E-modul for å beregne effektiv E-modul. Dette er en nødvendig verdi for utregning av det effektive arealet av betongstrekksonen, som vil være en faktor i beregning av stålets spenning. Denne spenningen brukes til å beregne tøyingsforskjell mellom stål og betong i rissområdet, som videre brukes til å beregne opptredende rissvidde. Dette regnes ut per bjelke, gitt forskjellig tverrsnitt og armering. (Standard Norge, 2018)

For å beregne opptredende rissvidde brukes formel 6. Her inngår de overnevnte faktorer, i tillegg til variabler som vist i tabell 19. Rissvidden skal være mindre enn den maksimale tillate rissvidden for at risskontrollen skal være godkjent. Detaljert rissviddekontroll kan ses i vedlegg C1 til og med C3, der kontroll i OS-prog E- og K-bjelke kan ses i henholdsvis vedlegg C10 og C11.

$$Wk := k3 \cdot C + k1 \cdot k2 \cdot k3 \cdot k4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho \cdot peff} \cdot \frac{\sigma_s - kt \cdot \frac{fct.eff}{\rho \cdot peff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho \cdot peff)}{E_{stål}}$$

Formel 6 - Rissvidde. Utdrag fra vedlegg C1 til C3.

NS-EN-1992: 7.3.4.(2), NA.7.2(2), NA.7.2.(3) og NA.7.2.(5)		
	Verdi	Grunnlag
k1	0,6	Heftegenskap til armering
k2	0,45	Tøyingsfordeling
k3	3,4	Spenningsvariabel
k4	0,425	Spenningsbegrensning
kt	0,4	Langtidlast

Tabell 19 - Rissviddevariabler til bruk under beregning.

5.1.5 Nedbøyning

Nedbøyning kontrolleres også i lasttilfellet tilnærmet permanent, ettersom konsekvens av nedbøyningen omhandler brukskrav og estetiske krav (Standard Norge, 2018). Nedbøyning er tidsavhengig, og vil dermed være avhengig av betongens effektive E-modul for beregning. Kryptallet er en inngående faktor i nedbøyningskontroll, og vil også her bli satt til 2,4.

I formel 7 må det tas hensyn til betongtverrsnittets rissede stivhet og faktoren η_f . Denne representerer et forhold mellom den effektive E-modulen til betong og stål.

$$\text{nedbøyning} := \frac{\text{MedSLSUK} \cdot \text{spennvidde}^2}{\text{Eeffbetong} \cdot \text{Itv.sn.risset} \cdot \eta f}$$

Formel 7 - Nedbøyning. Utdrag fra vedlegg C1 til C3.

Standard stiller krav til at nedbøyning ikke skal overskride spennvidde/250. Om dette ikke er overholdt gir standarden rom for å støpe med en overhøyde på spennvidde/250. Det må i teorien en nedbøyning på over spennvidde/125 før en må vurdere andre tiltak. Andre tiltak kan være å øke tverrsnittet, øke armering, endre utforming av konstruksjonsdel/konstruksjon eller forbedre betongkvalitet. Detaljert nedbøyningskontroll kan ses i vedlegg C1 til og med C3, der kontroll i OS-prog E- og K-bjelke kan ses i henholdsvis vedlegg C10 og C11.

5.1.6 Svinn- og fordelingsarmering

Svinn- og fordelingsarmering vil fordele krefter, samtidig som den vil motvirke deformasjoner på grunn av svinn. Med slik innlagt armeringen trengs det ikke å tas hensyn til svinn under kontroll av nedbøyning. Det vil dermed bli plassert svinn- og fordelingsarmering med diameter 12 mm og maksimal senteravstand 300 mm. Dette gjelder for samtlige bjelker og søyler, der avstand mellom allerede innlagt armering i lengderetning er over 300 mm.

5.1.7 Bjelkedimensjoner

Dette delkapittelet omhandler bjelker i bæresystemet. Det er tre forskjellige dimensjoner, der ugunstige bjelker i bygget vil bli gjennomgått.

Oversikt bjelker					
Bjelke 300x500		Bjelke 300x700		Bjelke 600x1500	
UK	2 stk. Ø16	UK	4 stk. Ø16	UK	7 stk. Ø32
OK	2 stk. Ø12	OK	2 stk. Ø16	OK	2 stk. Ø32
Bøyle	Ø12 C 300	Bøyle	Ø12 C 300	Bøyle	Ø16 C 300
S&F Side	2 stk. Ø12	S&F Side	2 stk. Ø12	S&F Side	8 stk. Ø12
S&F Topp	Ikke nødvendig	S&F Topp	Ikke nødvendig	S&F Topp	1 stk. Ø12
Bjelker totalt: 21		Bjelker totalt: 68		Bjelker totalt: 7	
Detaljerte bøyelister og armeringtegninger kan ses i vedlegg C4 til C9					

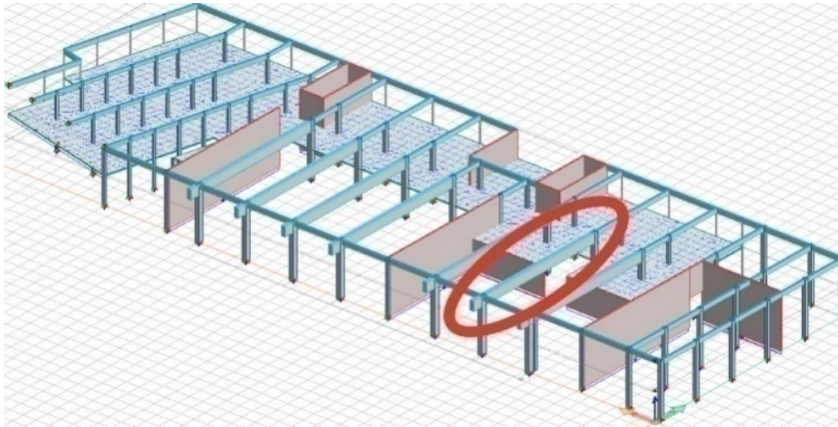
Tabell 20 - Endelig armering i bjelker.

Tabell 20 viser en oversikt over nødvendig armering i forskjellige bjelker.

Betongbjelke 600x1500

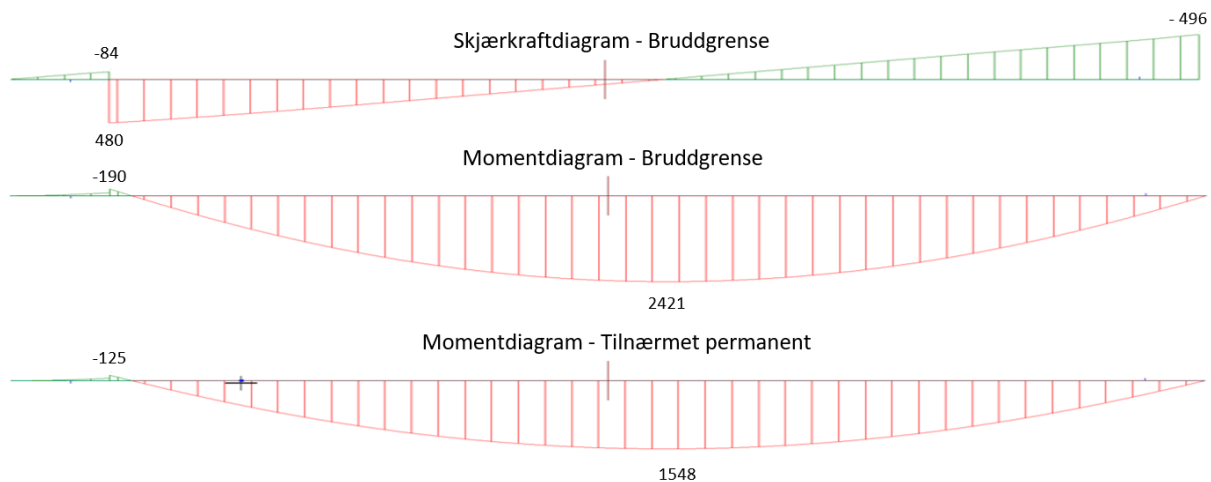
600x1500 mm er den største bjelkedimensjonen, og det vil totalt være syv av denne typen i bæresystemet. De spenner 20,5 meter mellom opplagere og krager ut 1,9 meter på én side.

Geometrien er lik for alle syv bjelker, der de hviler fritt opplagt på to søyler med forskjellige dimensjoner. Ytterste søyle har dimensjon 600x800 mm, mens innersøylen har dimensjon 600x600 mm. Forskjellen i søyledimensjoner er fordi yttersøylen har større påkjenning og ikke er fastholdt på midten. Beregnet bjelke er vist på figur 28.



Figur 28 - Lokasjon av bjelken 600x1500 i FEM-Design.

Figur 29 viser skjærkraft- og momentdiagram for bjelken beregnet og hentet fra FEM-Design.



Figur 29 - Skjærkraft- og momentdiagram for bjelke 600x1500.

I dimensjoneringsprosessen var det ønskelig å kunne prosjektere hele bæresystemet uten bruk av spennarmering, da det ikke ville vært nødvendig for resterende bjelker. Besparelsen av betong og armering vil ikke veie opp for ekstrakostnadene ved spennarmering. Bruk av slakkarmering vil dermed være mer gunstig for et prosjekt som nye Askøy VGS. Dette kommer av økonomiske og tidsmessige grunner, samt kompleksiteten på byggeplass. (Tyler Ley, 2019)

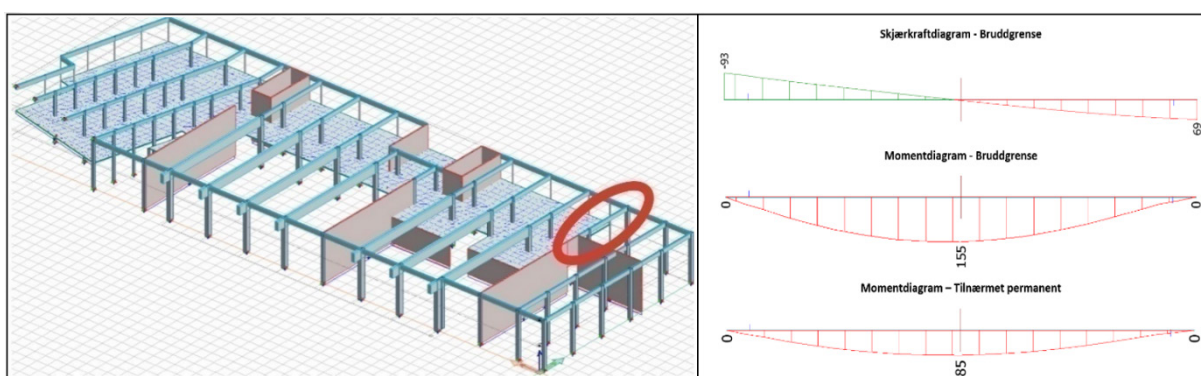
Beregninger viser at bjelker av denne dimensjonen overholder krav om maksimal armering, minimal armering, forankring, riss, nedbøyning, samt kapasitet til å bære de påførte lastene.

Detaljert beregning kan ses i vedlegg C1. Beregninger er blitt kontrollert i programmene K-bjelke og E-bjelke av Sletten Byggdata. Rapporter fra programmene kan ses i C10 og C11. Det er også vedlagt armeringstegning og bøyeliste i henholdsvis vedlegg C4 og C7.

Betongbjelke 300x700

Bjelker av denne størrelsen har spennvidder som varierer fra 5 meter til 8,7 meter.

Innspenningsforhold vil variere, grunnet opplegg i form av ulike søyler. Bjelker ut mot fasaden til øst vil være opplagret på stålsøyler. Figur 30 viser beregnet bjelke med størst påkjenning.

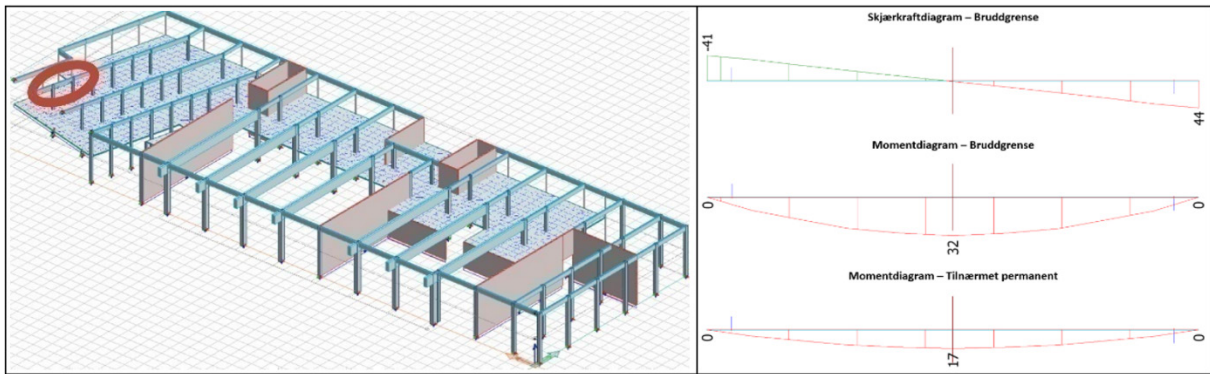


Figur 30 - Bjelke 300x700 med tilhørende diagrammer.

Bjelken har en spennvidde på 8,7 meter. Den hviler fritt opplagt på to betongsøyler med dimensjon 500x500 mm. Beregninger viser at bjelker med denne dimensjonen overholder krav om maksimal armering, minimal armering, forankring, riss, nedbøyning, samt at bjelken har kapasitet til å ta de påførte lastene. Detaljert beregning kan ses i vedlegg C2. Det er også vedlagt armeringstegning og bøyeliste i henholdsvis vedlegg C5 og C8.





Betongbjelke 300x500

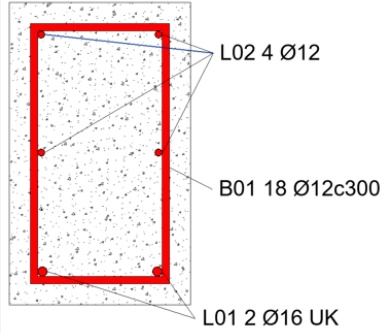
Bjelker av denne dimensjonen hviler på betongsøyler av dimensjon 300x300, og vil regnes fritt opplagt mellom hver søyle selv ved relativt kort spennvidde. Figur 31 viser hvordan bjelkene danner tre rader som er knyttet til allmennbygget. Radene vil bære taket over gangen som knytter byggene sammen.



Figur 31 - Bjelke 300x500 med tilhørende diagrammer.

Bjelkene har lik spennlengde og tilnærmet lik lastpåkjenning. Det medfører at beregnet armering kan brukes i samtlige bjelker. Beregninger viser at bjelker med denne dimensjonen overholder krav om maksimal armering, minimal armering, forankring, riss, nedbøyning, samt at bjelken har kapasitet til å ta de påførte lastene. Detaljert beregning kan ses i vedlegg C3. Tabell 21 og figur 32 viser henholdsvis bøyeliste og armeringstegning for 300x500 bjelke.

Bøyeliste Bjelke 300x500							
Post NR.	Diameter [mm]	Antall	Lengde[mm]	Skisse	Sum[m]	Dord. [mm]	Merknad
B01	12	18	1520		27,4		Kan skråstilles
B02	12	6	1395		8,4	165	Kan skråstilles
L01	16	2	3500		7		
L02	12	4	3500		14		
Sum lengde [m]		Ø16	Ø12	Sum			
Sum vekt [kg]		7	50	57			
		11	44	55			

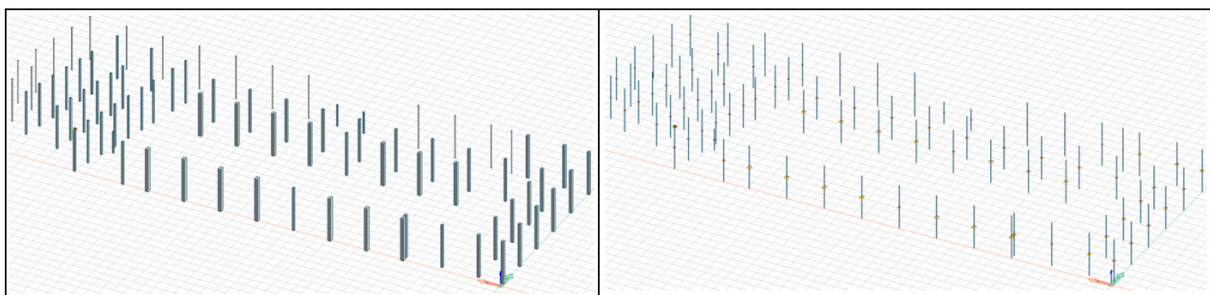


Tabell 21 - Bøyeliste.

Figur 32 - Armeringstegning.

5.2 Søyler

Alle søyler er fast innspent i bunn og leddet i topp, og vil dermed ikke få momentpåkjenning fra bjelker. Søyler som gjennomgår dekket, vil alle være fastholdt på midten. Søyler er vist i figur 33.



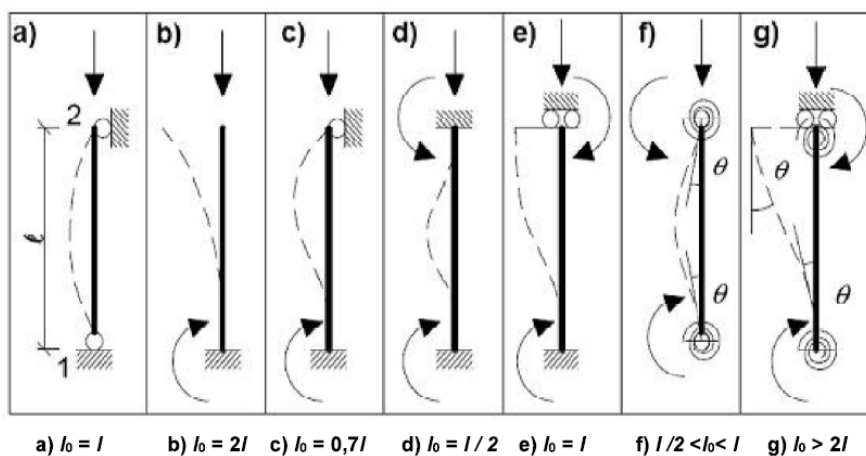
Figur 33 - Dimensjoner og senterlinjer av søyler i FEM-Design.

5.2.1 Betongsøyler

Flertallet av søyler er i betong, og i dette kapittelet vil det være en gjennomgang av viktige komponenter for dimensjonering av betongsøyler. Det vil også være en evaluering av den mest ugunstige søylen i bæresystemet.

Knekk lengde

Figur 34 viser et utdrag fra «NS-EN-1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner», med den effektive beregningslengden for enkeltstående konstruksjonsdeler. Søyler i bæresystemet er fast innspent i bunn og fastholdt i topp. Det er ikke nødvendig å regne søyler med tilhørende bjelker som avstivede konstruksjonsdeler.



Figur 34 - Knekkingsformer (Standard Norge, 2018).

Det ble gjort en vurdering om å legge inn høyere faktor ettersom søylen aldri vil være helt fastholdt i topp eller fast innspent i bunn. Dette er fordi standarden oppgir teoretiske verdier for effektiv lengde av enkeltstående konstruksjonsdeler. Søyler i bæresystemet vil ha like betingelser om tverrsnittets x- og y-akse, som medfører lik knekk lengde i begge retninger.

Slank søyle

For å finne ut om en søyle er slank er det hensiktsmessig å gjennomføre en overordnet forhåndsdimensjonering, for å gi et overslag av hvilken armering som må inngå i tverrsnittet. Her vil betong kontrolleres for trykkapasitet og hovedarmering kontrolleres for tilstrekkelig kapasitet ved momentpåkjenning om sterk og svak akse. Samtlige søyler vil armeres dobbeltsymmetrisk.

Det er vesentlig for dimensjonering om en søyle er slank eller ikke, da det avgjør om andreordens momenter skal medtas i beregninger. Valgt armering blir inkludert i variabler vist i tabell 22, og skal beregnes om begge akser.

NS-EN-1992: (5.8.3.1), (5.8.3.2) og (NA.5.8.3.1.(1))	
Symbol	Forklaring
λ	Slankhetsforhold.
n	Relativ aksialkraft.
ka	Forhold mellom treghetsradien til armering og treghetsradien til betong.
ω	Mekanisk armeringsforhold.
$A\phi$	Variabel basert på kryptall.

Tabell 22 - Forklaring av variabler i formel 8 og 9.

Som nevnt tidligere er kryptallet satt til 2,4, der den er inkludert som eneste variabel for utregning av $A\phi$. Resterende variabler i tabellen baserer seg på forholdstall mellom relative parametere internt i tverrsnittet.

$$\lambda_{ny} := \frac{\lambda y \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega y}}}{A\phi}$$

$$\lambda_{nz} := \frac{\lambda z \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega z}}}{A\phi}$$

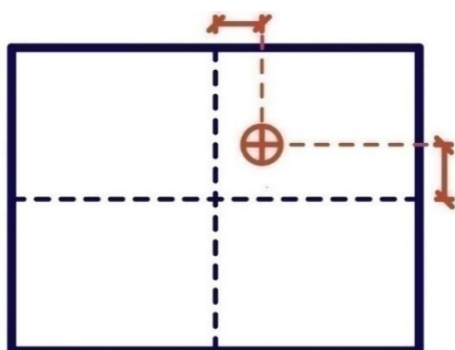
Formel 8 - Utregning av slanketskriterie for y-akse.

Formel 9 - Utregning av slanketskriterie for x-akse.

Resultat av formel 8 og 9 indikerer om søylen skal betraktes som slank eller ikke, og dermed om det skal tas hensyn til andreordens momenter. Søylen anses som slank dersom resultatet er over 13.

Eksentrisitet om akser

Om søylen betraktes som slank må det regnes ut en eksentrisitet om aktuell akse. Eksentrisitet kan forklares som angrepspunkt for normalkraften, der figur 35 viser eksentrisitet om både sterk og svak akse.



Figur 35 - Eksentrisitet om begge akser.

Eksentrisitet baseres på et forhold mellom krumning av søylen og knekk lengde. Under utregning av krumning og eksentrisitet er det flere faktorer og variabler som inngår. Utregningen forutsetter at henholdsvis tverrsnitt og armering er symmetrisk om gitt akse.

NS-EN-1992 - (5.8.8.2) og (5.8.8.3)	
Symbol	Forklaring
d	Avstanden fra toppen av trykksone til tyngdepunkt av hovedarmering
f_{yd}	Dimensjonerende flytespenning i stålet
E_{stål}	E-modul stål
ω	Mekanisk armeringsforhold
n	Relativ aksialkraft
n_{bal}	Verdien av n med størst momentkapasitet
f_{ck}	Dimensjonerende fasthet for betong
λ	Slankhetsforhold
φ(∞,t₀)	Kryptall
MedSLS	Moment bruksgrense
Med	Moment bruddgrense
L₀	Knekk lengde

Tabell 23 - Variabler for utregning av eksentrisitet.

Tabell 23 viser variabler som inngår i beregning av eksentrisitet og er medtatt i formel 10. Noen variabler kan hentes direkte fra tabell 22 som omhandler slankehetskriteriet. Under beregning må en betrakte søylen i et tidsperspektiv ved hjelp av kryptall, der det tas hensyn til den tidsavhengige deformasjon i materialet grunnet ytre belastninger.

$$e_2 := \frac{1}{\left(\frac{0.45 \cdot d}{\left(\frac{f_{yd}}{E_{stål}} \right)} \right)} \cdot \frac{L_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{(1+\omega) - n}{(1+\omega) - n_{bal}} \right) \cdot \left(1 + \left(0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \left(\phi_{\infty t_0} \cdot \frac{MedSLS}{Med} \right) \right)}$$

Formel 10 - Eksentrisitet.

Eksentrisiteten **e₂** er et produkt av krumning og knekk lengde, og resulterer i et millimetermål.

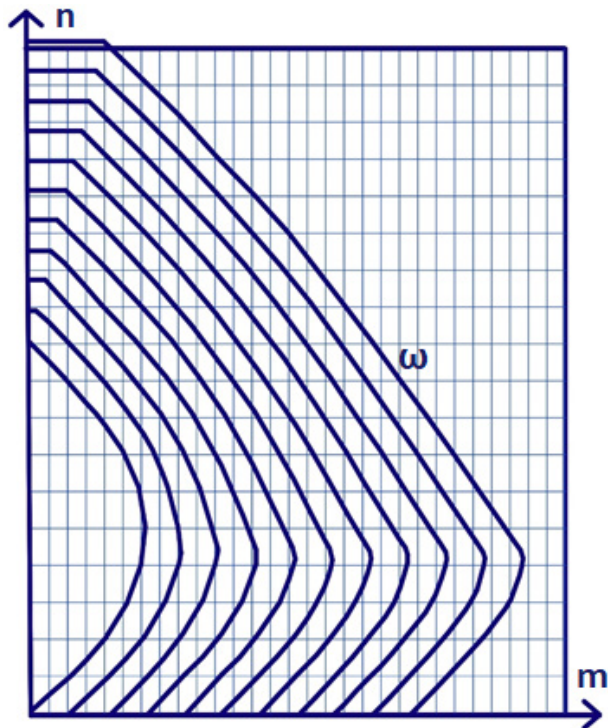
Betraktes søylen som slank om begge akser må eksentrisiteten regnes ut enkeltvis for x- og y-akse.

Eksentrisiteten fungerer som en momentarm for normalkraften og danner andreordens moment.

Dette momentet summert med moment i bruddgrense gir den totale momentpåkjenningen.

Momentkapasitet

Momentkapasitet om hver akse kan utregnes ved hjelp av mn-diagram. Det finnes forskjellige mn-diagram basert på forholdet mellom h' og h , der h' er avstanden mellom tyngdepunkt i armering på hver side av nøytralaksen og h er den totale høyden av tverrsnittet. Dette forholdet indikerer hvilke diagram man skal bruke.



Figur 36 - mn-diagram.

Vertikal akse i figur 36 indikerer den relative aksialkraften n . Den horisontale aksene indikerer momentkapasitet m . Grafene indikerer det mekaniske armeringsforholdet ω . Momentkapasiteten finnes ved å sette en horisontal strek normalt ut fra vertikalaksen. Deretter vertikal strek ned fra krysningspunktet mellom streken og parabel som indikerer armeringsforhold. Man kan da lese av variabelen m på den horisontale aksene, som videre brukes i formel 11. Aktuelle mn-diagrammer for beregnede søyler kan ses i vedlegg D6 og D7.

$$M_{cd} := m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot h$$

Formel 11 - Momentkapasitet om en akse.

Formel 11 resulterer i momentkapasitet om en akse [Nmm], og må være større enn momentpåkjenning i bruddgrense for å sikre tilstrekkelig kapasitet. Dette må gjøres om begge akser.

Kombinert virkning

Kombinert virkning av krefter må sjekkes før valgt armering bekreftes. Tabell 23 inneholder reduksjonsfaktor a , som kan ha en økende effekt på den totale kapasiteten til søylen.

NS-EN-1992 - (5.8.9.(4))				$\left(\frac{Medy}{Mcdy}\right)^a + \left(\frac{Medz}{Mcdz}\right)^a$
Ned/Nrd	0,1	0,7	1,0	
a	1,0	1,5	2,0	

Tabell 24 - Verdier for reduksjonsfaktor a .

Formel 12 - Kombinert virkning.

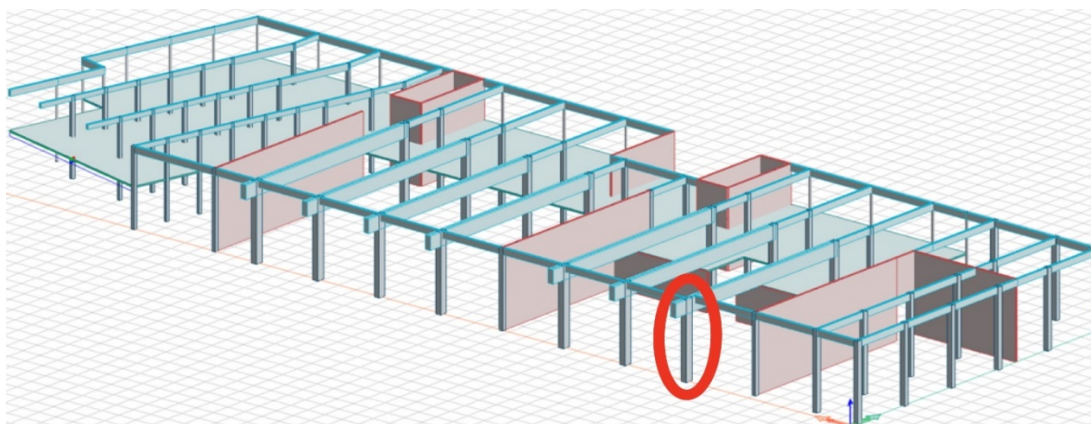
Formel 12 adderer utnyttelse om begge akser og kontrollerer total kapasitet. Summen må være under 1,0 for å sikre tilstrekkelig utnyttelse av bæreevne.

Søyledimensjoner

Dette delkapittelet vil gjennomgå den mest ugunstige søylen i bæresystemet.

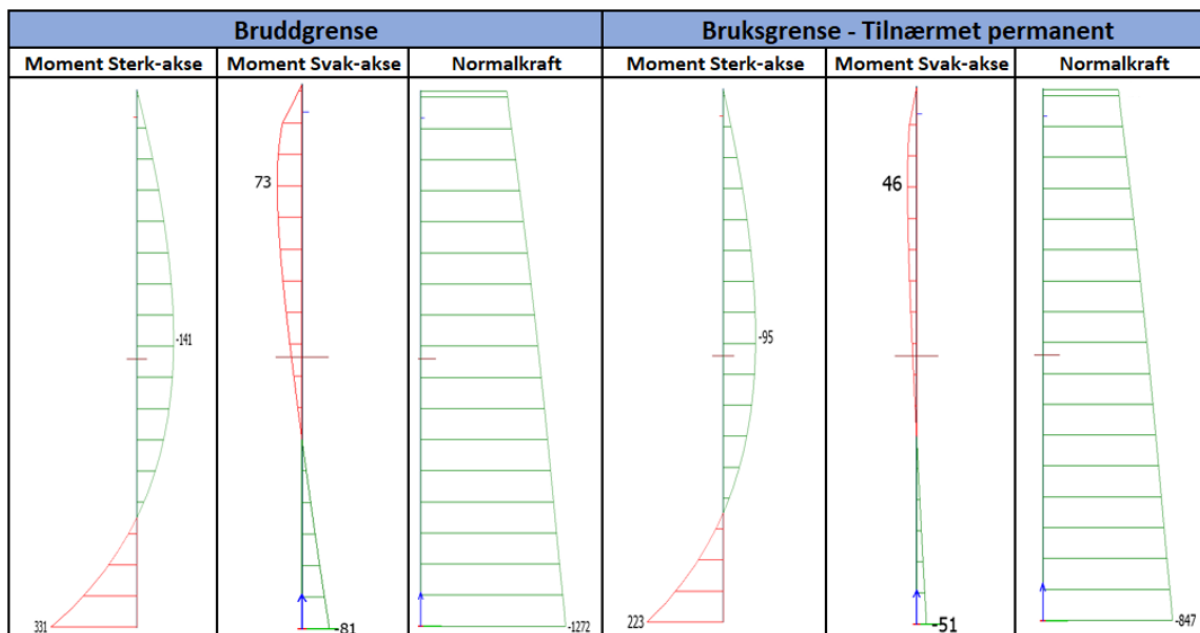
Betongsøyle 600x800

Søyler med dimensjon 600x800 mm bærer de største bjelkene, der samtlige er plassert i fasaden mot vest. Det er totalt syv søyler av denne dimensjonen, der beregnet søyle er vist på figur 37.



Figur 37 - Lokasjon av søylen.

Den blir beregnet etter senterlinjer, der høyden er 8,6 meter. Søylen betraktes som slank og det tas hensyn til andreordens momenter om begge akser.


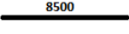


Figur 38 - Moment- og normalkraftdiagram for søyle.

På figur 38 er det vist diagrammer hentet fra FEM-Design. Under beregninger er det nødvendig med diagrammer i brudd- og bruksgrense, der verdier tas med under utregning av krumning. Søylene har betydelig moment om begge akser, fordi det er en hjørnesøyle. Dette er grunnet et innhukk i veggen vist på figur 37, der søylene vil bli eksponert for vind fra to retninger.

På figur 38 varierer verdiene i momentdiagrammet, og det vil langs søylens høyde være strekk på alle sider. Løsningen blir åtte like jern i søylene, vist i tabell 24. Det vil da være like mange effektive jern om hver akse, og tilstrekkelig kapasitet til å ta moment og aksialkraft.

Detaljert beregning av søylene kan ses i vedlegg D1 med tilhørende armeringstegning i vedlegg D3. Det er også gjort tilsvarende beregninger for utelatt søyle med dimensjon 500x500 mm, og er vist i vedlegg D2 og D4.

Bøyeliste Søyle 600x800							
Post NR.	Diameter [mm]	Antall	Lengde[mm]	Skisse	Sum[m]	Dord. [mm]	Merknad
B01	12	29	3000		87		Kan skrånstilles
L01	32	8	8500		68		
		Ø 32	Ø 12	Sum			
Sum lengde [m]		68	87	155			
Sum vekt [kg]		429	77	506			

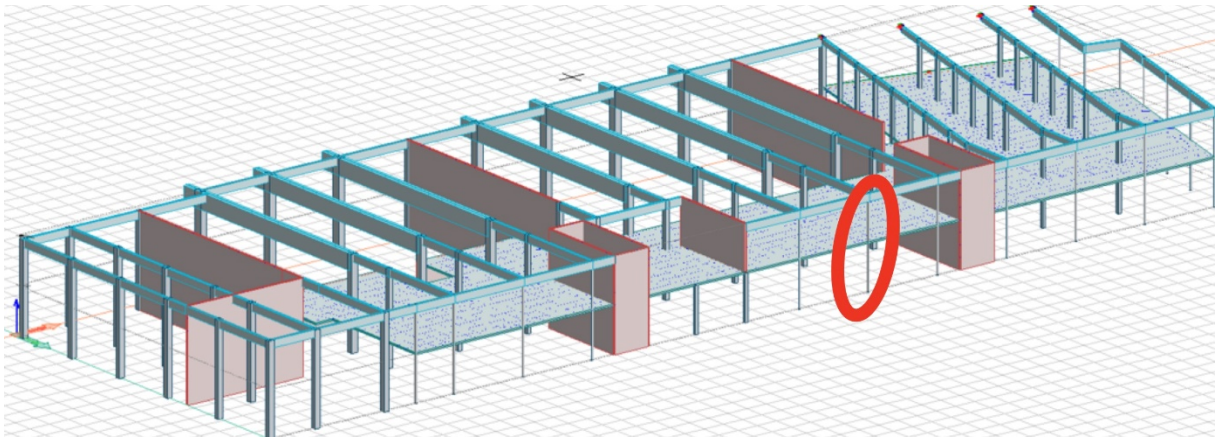
Tabell 25 - Bøyeliste for søyle 600x800.

5.2.2 Stålsøyler

Stålsøyler vil være plassert ytterst i fasaden mot øst. Det er 17 stykker av dem, der samtlige er 8,6 meter høy, av stål kvalitet S355 og fastholdt på midten.

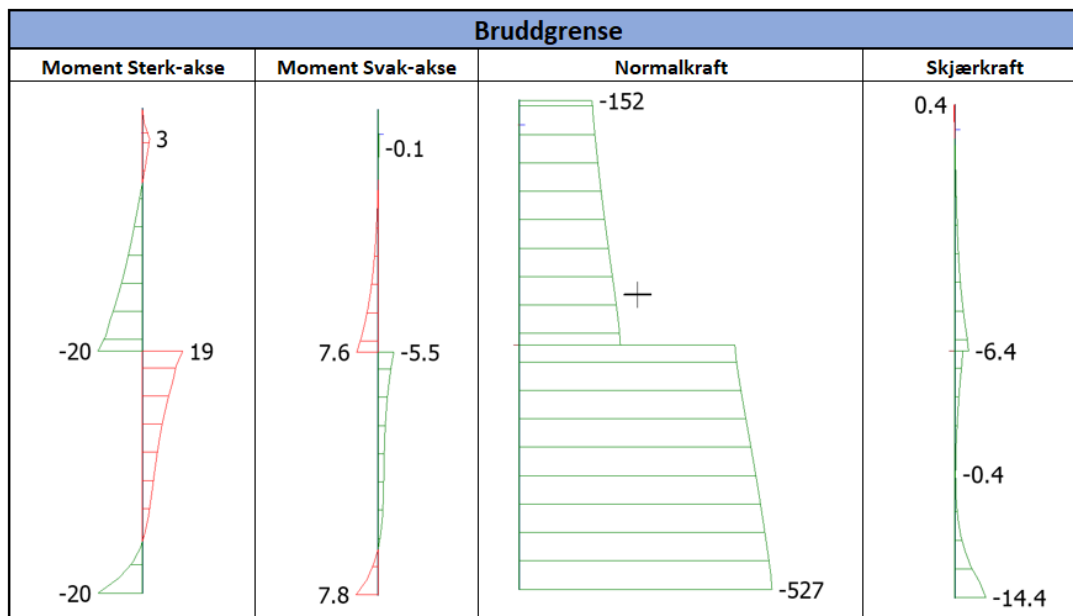
Stålsøyle HUP 150x150x6

I dette kapittelet vil ugunstig stålsøyle i bæresystemet kontrolleres. Den er lokalisert på figur 39.



Figur 39 - Lokasjon av søyle.

Søylen vil bli påkjent av en dominerende aksialkraft i tillegg til moment om begge akser. Beregninger for stålsøyle vil bli gjennomført i bruddgrense, med tilhørende diagrammer vist i figur 40.



Figur 40 - Moment-, normal- og skjærkraftdiagram for søyle.

Søylen er blitt kontrollert ved å bruke kombinasjonsformler for aksialkraft med moment om begge akser. I henhold til «NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner» vil det ikke bli tatt hensyn til vipping ettersom reduksjonsfaktor settes lik 1,0 for hulprofil.

Skjærkraft vil ha neglisjerbare virkninger og vil ikke bli tatt hensyn til i kontroll av kombinert virkning. Dette kommer av at den opptredende skjærkraften er innenfor utelatelseskriteriet på 50% for skjærkraftkapasitet (Norsk standard, 2015). Reduserende faktor for knekking er medtatt for begge akser. Detaljert beregning av HUP150x150x6 kan ses i vedlegg D8.

$$\frac{Ned}{\chi_y \cdot N_{rk}} + k_{yy} \cdot \frac{Medy}{\chi_{lt} M_{yrk}} + k_{yz} \cdot \frac{Medz}{M_{zrk}} < 1$$

$$\frac{Ned}{\chi_z \cdot N_{rk}} + k_{zy} \cdot \frac{Medy}{\chi_{lt} M_{yrk}} + k_{zz} \cdot \frac{Medz}{M_{zrk}} < 1$$

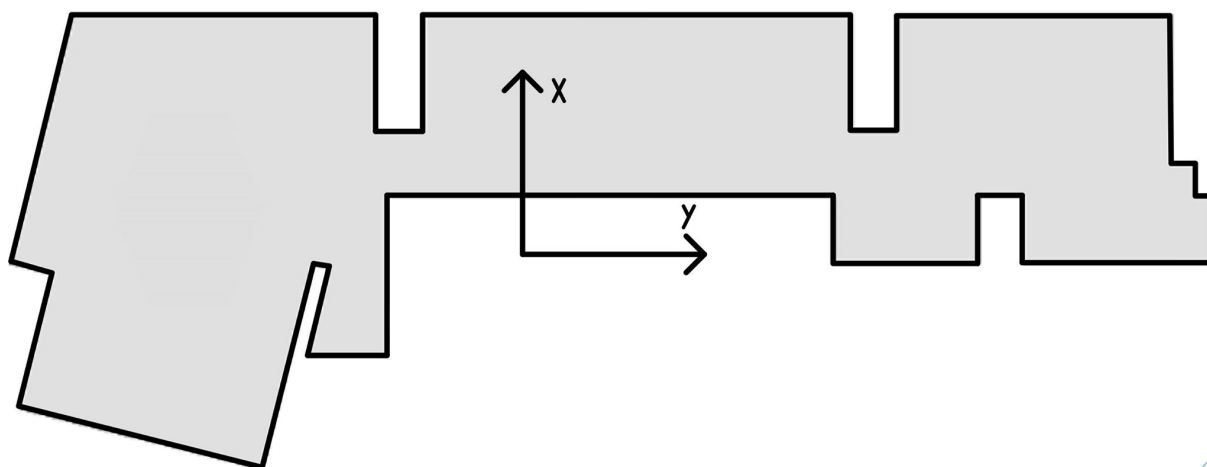
Formel 13 - Kombinert virkning (6.61).

Formel 14 - Kombinert virkning (6.62).

Resultater av formler 13 og 14 skal begge være under 1,0, og er beregnet til henholdsvis 0,86 og 0,84. Utnyttelsen vil dermed være 86 %.

5.3 Dekket

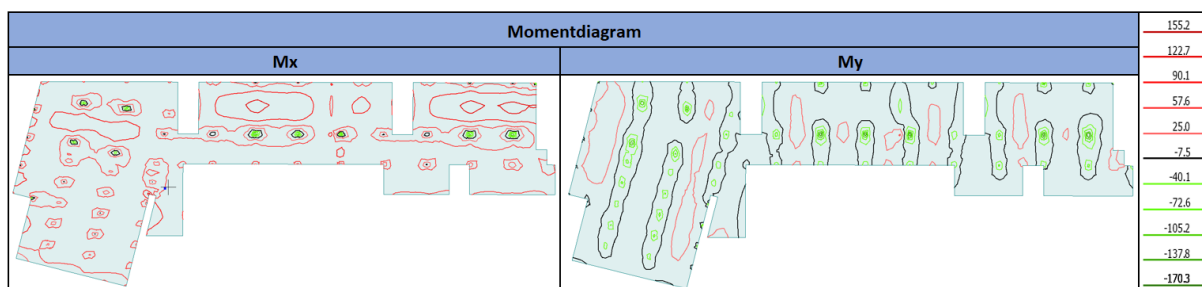
Oppgaven vil avgrenses til å kun beregne dekket i andre etasje. Det har en maksimum og minimum bredde på henholdsvis 34 og 5 meter, med en lengde på 93 meter og et totalt areal på 1605 m². Utformingen til dekket er vist i figur 41, og vil ha en kompleks utforming der beregning vil være utfordrende for hånd. Det benyttes derfor armeringsfunksjon RC-design i FEM-Design. RC-design står for *reinforced concrete design* og kan benyttes til å armere deler av eller hele konstruksjonen. Dette er gjort for alle plater.



Figur 41 - Utforming av dekket med definerte retninger.

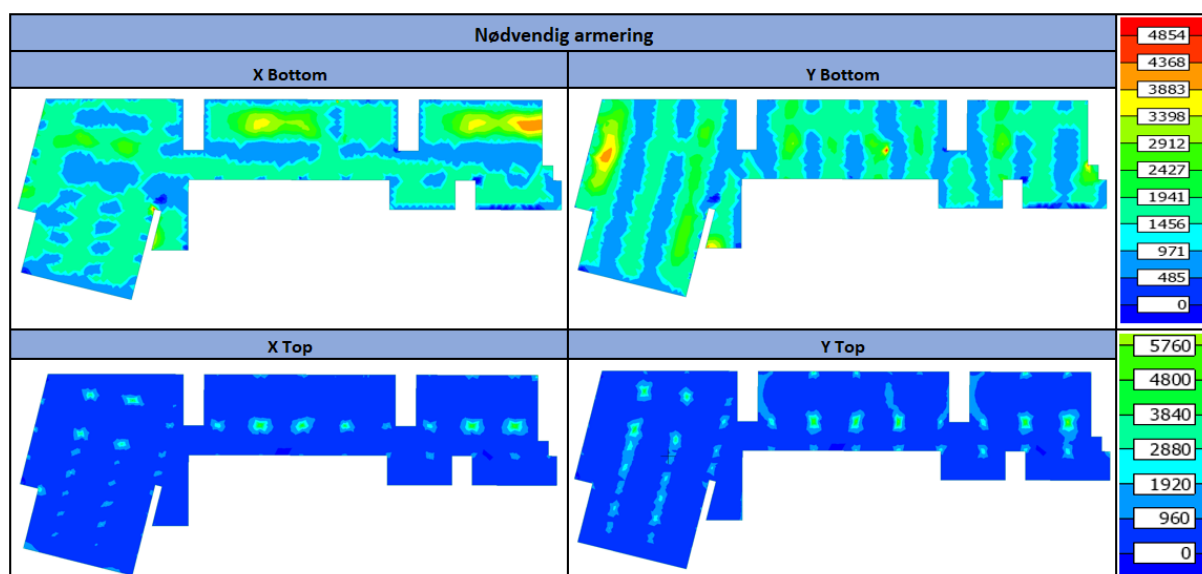
5.3.1 Hovedarmering

Øverst i figur 41 er det vist utsparring til to identiske sjakter som er med å avstive bæresystemet. Her er dekket fast innspent i vegger. Dekket er vekselvis holdt oppe av vegger og søyler, og med en samtidig utfordrende geometri var det ønskelig å dimensjonere armering i FEM-Design. Den nødvendige armeringen i dekket baseres på momenter vist i figur 42.



Figur 42 - Momentdiagrammer for dekket.

Konturlinjene i dekket indikere hvor det er moment og konturens farge indikerer verdi. Ved Kombinering av diagram for både x- og y-retning, tydeliggjøres det hvor det er størst belastning og dermed behov for armering. Felles for diagrammer er at områder med stor belastning vil være ved søyler og vegger, og vil dermed kreve ytterligere armering.

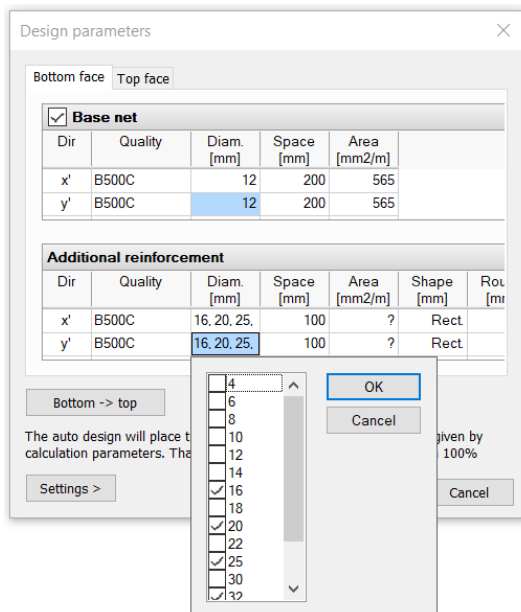


Figur 43 - Nødvendig armering [mm^2/m].

Armeringsbehovet er vist med farger i figur 43, der hver farge har en verdi i mm^2/m . Det vises nødvendig armering i tværr- og lengderetning, som tilsvarer x- og y-retning. Dette gjelder for både topp og bunn av dekket, og medfører fire diagrammer.

Det må sikres at et vilkårlig tverrsnitt innehar nok armering per løpemeter dekke, i alle retninger.

Dette løses ved å ta i bruk heldekkende armeringsnett.

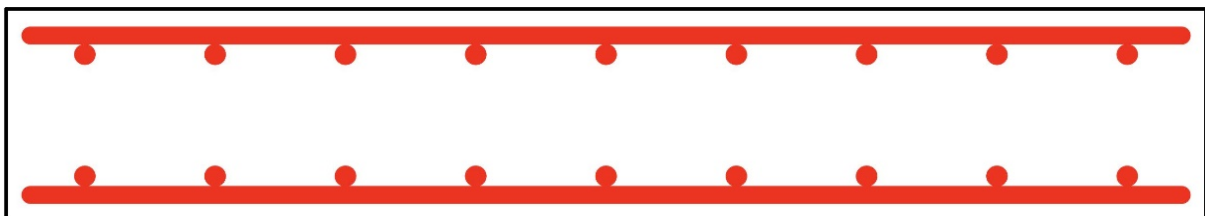


Figur 44 - Parameter for armeringsnett i FEM-Design.

Figur 44 viser meny fra FEM-Design med parametere for armeringsnett. Her bestemmer man hvilke jern og senteravstand det er ønskelig å benytte i dekket. Det er blitt valgt armeringsnett med Ø12 jern og senteravstand 200 mm i over- og underkant. Det vil da være et fungerende armeringsareal på 565 mm²/m i tverr- og lengderetning for begge lag. Dette fungerer som «grunnarmering» og har ikke nok kapasitet til å ta de største momentpåkjenningene. Dette løser FEM-Design ved å legge inn ekstra armering der det er nødvendig. Denne armering vil fungere som tilleggсарmering.

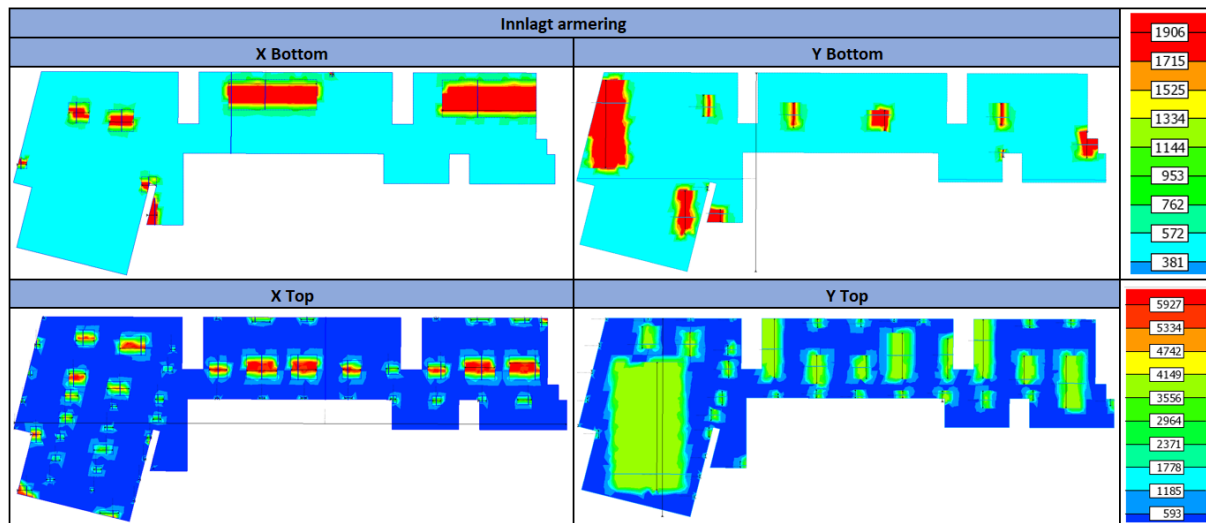
Valgt størrelse på armeringsjern er Ø16, Ø20, Ø25 og Ø32 der minste senteravstand er satt til 100 mm. FEM-design velger hvilke jern og senteravstand som er hensiktsmessig å ta i bruk.

Tilleggsарmering vil bli innlagt i et gitt mønster, som her vil være rektangulært. Programmet kan med valgte innstillinger tillate maksimalt 5927 mm² armeringsareal per løpemeter, som vil dekke nødvendig armeringskrav.



Figur 45 - Snitt av armeringsnett.

FEM-Design tar under utregningen hensyn til plassering av armering. Indre momentarm vil variere ut ifra retning og utformingen av armeringsnett. Figur 45 viser vilkårlig snitt av armeringsnett, og hvordan jern er tiltenkt plassert i forhold til hverandre.



Figur 46 - Innlagt armering.

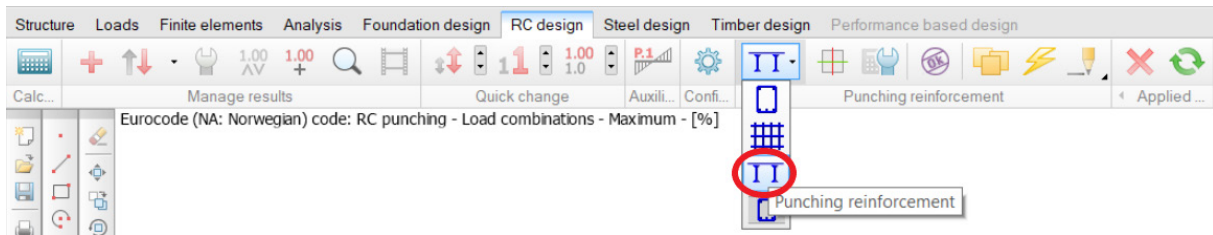
Figur 46 viser innlagt armering, med fargekoding som indikerer areal i mm² per løpemeter. Det er betydelig mer armering i overkant enn i underkant, som kommer av høye momentpåkjenninger fra søyler. Fargekoding er ulikt for topp og bunn ettersom hvert diagram vil ha en egen tilpasset fargeskala. Tabell 26 viser en oversikt over antall områder med tilleggsarmering, og tilhørende areal. Her ser man hvordan topp vil behøve ytterligere tilleggsarmering.

Armering i dekket				
	Hovedarmering	Tilleggsarmering	Antall områder med tilleggsarmering	Totalt areal tilleggsarmering
X Topp	Ø12 C200	Ø32 C150	54	321 m ²
Y Topp	Ø12 C200	Ø25 C150	42	739 m ²
X Bunn	Ø12 C200	Ø20 C100	8	203 m ²
Y Bunn	Ø12 C200	Ø16 C100	10	138 m ²

Tabell 26 - Oversikt over armering i dekket.

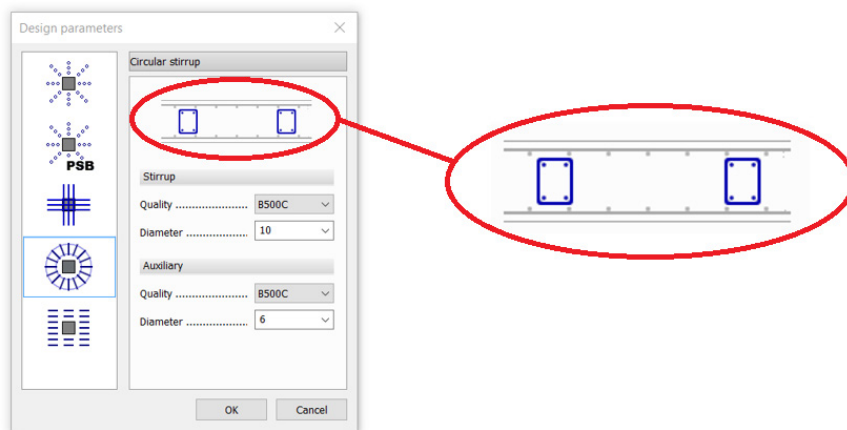
5.3.2 Skjærkraft fra konsentrerte laster

Skjærkraft fra konsentrerte laster vil forekomme der søyler treffer dekket, og vil kunne gjennomføre dekket der betongen ikke har tilstrekkelig skjærkraftkapasitet. Dette kalles for gjennomlokking, og er et kritisk punkt i beregning av dekkets nødvendige armering.



Figur 47 - Meny for gjennomlokkingsarmering.

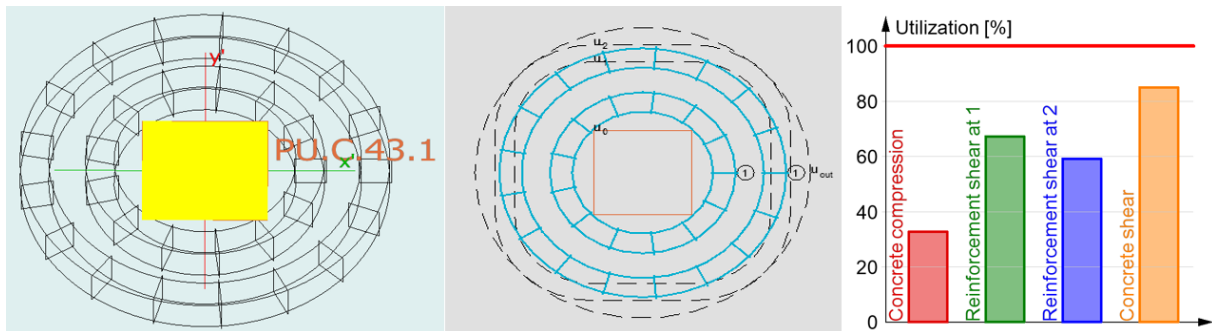
Valgt armeringsmetode for gjennomlokkning i FEM-Design er *Punching reinforcement*. Det er fem ulike armeringsmetoder, og alternativene er vist i figur 48.



Figur 48 - Armeringsmetoder for gjennomlokkning, samt plassering i dekket.

Valgt metode er *circular stirrup*, eller sirkulære stighbøyer. Diameter for stighbøyer og armering som binder dem er valgt til henholdsvis 10 og 6 mm, som vist på figur 48. Slik armering vil være nødvendig i dekket der søyler gir stor skjærkraftpåkjenning. FEM-Design beregner passende senteravstand og antall nødvendige «sirkler» av stighbøyer. Fremhevet utdrag av figur 48 viser at bøyer plasseres mellom hovedarmering i overkant og underkant fra figur 45, for begge retninger.

Figur 49 er hentet fra FEM-Design og viser gjennomlokkingsarmering rundt vilkårlig søyle, med tilhørende utnyttelse av kapasiteter. Det er valgt to sirkler med stighbøyer, og utnyttelsesdiagram viser god kapasitet for begge. Betongen vil dermed ha tilstrekkelig kapasitet for gjennomlokkning rundt søyle.



Figur 49 - Gjennomlokkingsarmering rundt søyle, samt utnyttelse.

Stiplet linje representerer kontrollsnitt u_0 og u_2 og er i form av to firkanter med avrundede hjørner. I henhold til «NS-EN-1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner» skal man kontrollere skjærkrefter ved to kontrollsnitt. Ett kontrollsnitt ved søylekant og ett ved $2 \times d_{avg}$ ut fra søylekant, der d_{avg} er gjennomsnittlig d for x- og y-retning.

FEM-design gjennomfører utregninger vist ved formel 15 og 16.

Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3	Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3
$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.18 \cdot 463491.66}{2000 \cdot 204} = 1.34 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$	$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{Out} \cdot d} = \frac{1.18 \cdot 463491.66}{5412 \cdot 204} = 0.49 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$
$V_{Rd,max} = 4.09 \text{ N/mm}^2$ is calculated according to National Annex.	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}, v_{min}) + k_1 \cdot \sigma_{cp} =$ $= \max(0.12 \cdot 1.99 (100 \cdot 0.0028 \cdot 35.00)^{1/3}, 0.58) + 0.10 \cdot 0.00$ $= 0.58 \text{ N/mm}^2 \quad (6.47)$
$V_{Ed} = 1.34 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd,max} = 4.09 \text{ N/mm}^2 \quad (6.53) \text{ - OK}$	$V_{Ed} = 0.49 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd,c} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \text{ - OK}$

Formel 15 - Utregning av skjærkraft ved kontrollsnitt u_0 .

Formel 16 - Utregning av skjærkraft ved kontrollsnitt u_{Out} .

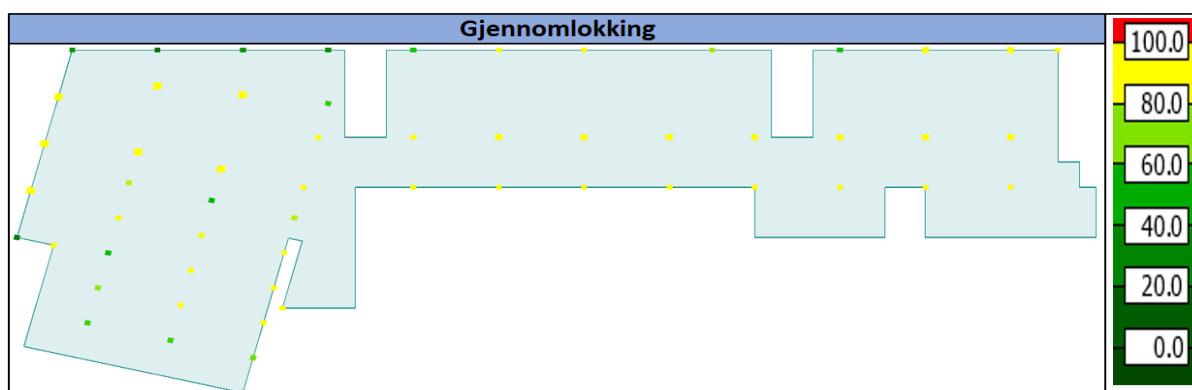
Under utregning har FEM-Design endret navn på kontrollsnitt 2 fra u_2 til u_{Out} . Utregninger er beregnet i henhold til standard med nasjonale tillegg, og skjærkraftkapasitet vil være tilstrekkelig ved begge kontrollsnitt. Denne metoden for gjennomlokkingsarmering er valgt ved samtlige søyler. Det vil dermed være enklere og mindre tidkrevende å konstruere armering og installere den i forskaling. Figur 50 viser utnyttelser av valgt gjennomlokkingsarmering, hentet fra FEM-Design.

Utilization			
	Group	Max. [%]	
✓	PU.C.38.1	99	
✓	PU.C.16.1	99	
✓	PU.C.28.1	98	
✓	PU.C.33.1	98	
✓	PU.C.17.1	98	
✓	PU.C.39.1	98	
✓	PU.C.54.1	98	
✓	PU.C.25.1	97	
✓	PU.C.22.1	97	

Check Delete Show details >

Figur 50 - Utnyttelse av gjennomlokkingsarmering.

FEM-design vil regulere senteravstand på stighbøyler, og redusere unødvendig armering. Dette er en funksjon som sikrer god utnyttelse av stålet som brukes, og er grunnlag for generelt høy utnyttelse.

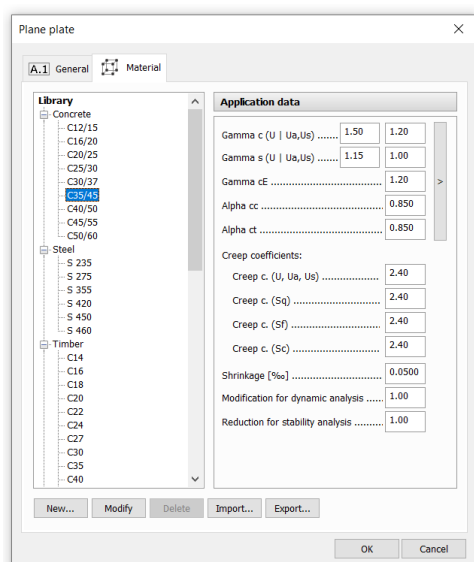


Figur 51 - Plassering av gjennomlokkingsarmering og utnyttelse i prosent.

Figur 51 viser soner der gjennomlokkingsarmering er nødvendig. Fargen på punkt indikerer utnyttelsen, der de gule vil være tilnærmet maksimalt utnyttet.

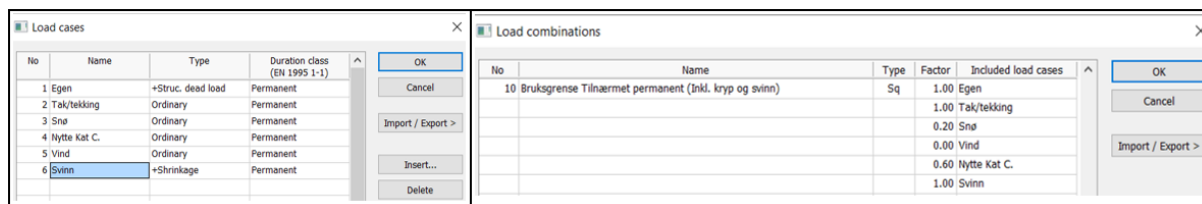
5.3.3 Risskontroll

For risskontroll vil kryptallet være en styrende parameter som inngår i FEM-Designs kalkulasjoner av dekket. Kryptallet vil som tidligere nevnt være satt til 2,4 for alle lasttilfeller. Figur 52 viser materialdata for plate.



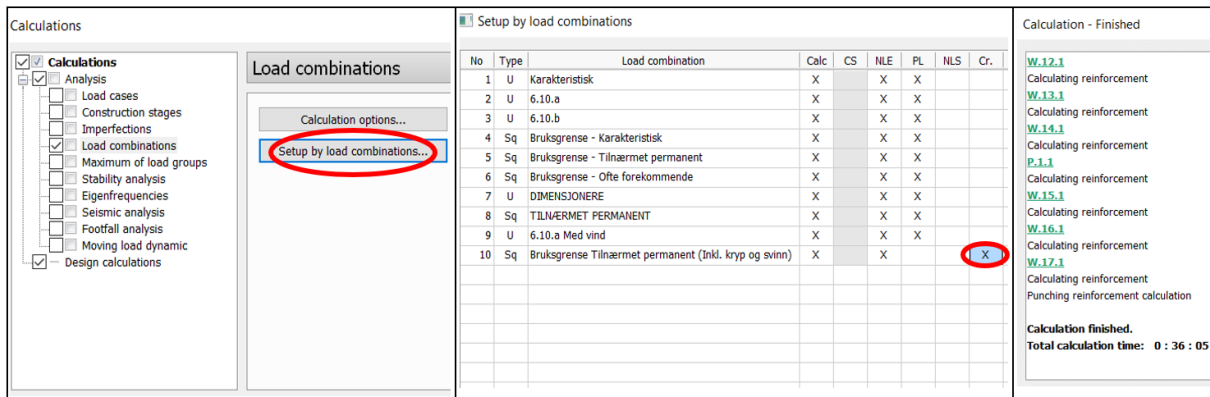
Figur 52 - Materialdata for dekket i FEM-Design.

Riss kontrolleres i bruksgrense «tilnærmet permanent». Figur 52 vil også vise parametere for svinn (shrinkage), som er blitt satt til 0,5 promille etter relevante erfaringstall fra AF Gruppen (AF Gruppen, 2018).



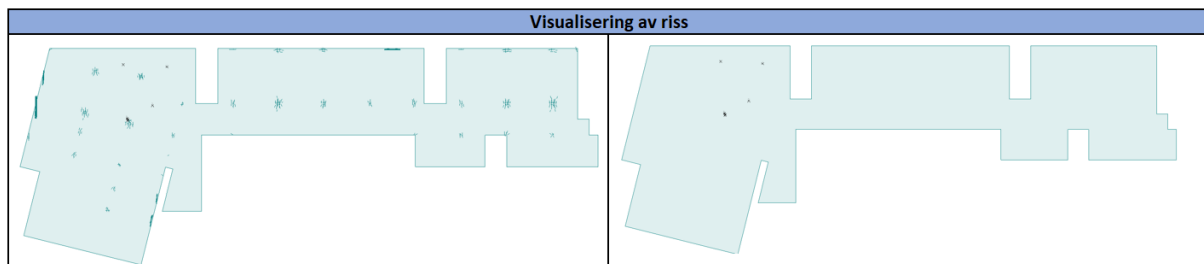
Figur 53 - Svinn innlagt i «load case» og «load combinations».

Svinn vil inngå som en egen lasttype for beregning, vist i figur 53. Den er lagt inn under *type* som **+shrinkage**. FEM-design vil med denne kommandoen inkludere svinn i beregning og ta de nødvendige hensyn som følger. Laster med betegnelsen + er generiske laster som ikke behøver å bli definert med geometri eller verdi. Eksempelvis vil egenlast genereres automatisk ut ifra materialdata som tyngdetetthet og volum. Svinn blir innført i lastkombinasjon for å være medregnet i kalkulering. Figur 54 viser lastkombinasjon der svinn er medtatt i bruksgrense tilnærmet permanent.



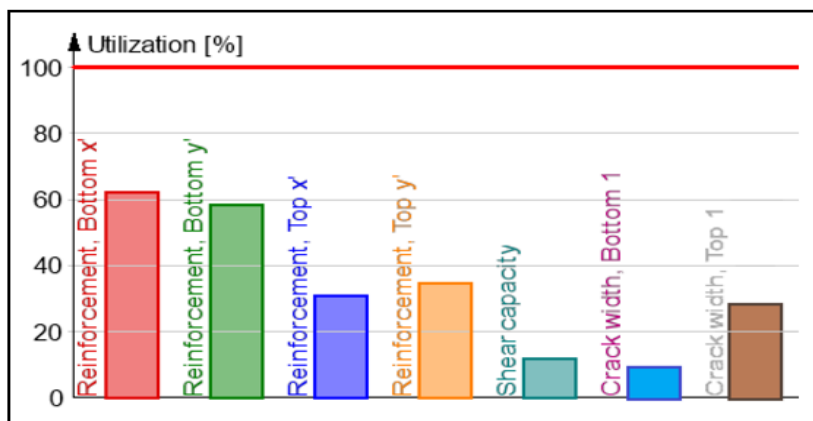
Figur 54 - Aktivering av rissviddeberegning.

Figur 54 viser ved utdrag fra FEM-Design at riss (Cr.) vil være medtatt i beregninger. En vanlig beregning for denne modellen uten kryp og svinn vil ta rundt et minutt, mens det nå vil ta 36 minutter. Dette indikerer en mer omfattende beregning for programmet, der FEM-Design har utført flere iterasjoner hvor løsningen vil kalkuleres stegvis. I beregning av riss vil det bli tatt hensyn til hvordan dekkets rissetivhet minker for hvert steg, som følge av dannelse av riss under lastpåkjenning. Den endrede stivheten vil kontinuerlig bli brukt som ny parameter i hver iterasjon, der beregningen vil konvergere mot en resultatverdi. Ved iterativ kalkulering vil endring i resultat bli mindre for hver iterasjon. Når denne endringen er under en forhånds-gitt toleranse, vil itereringen anses som avsluttet. For FEM-Design vil standard toleranse være en 1% forskjell ved sammenligning av iterasjoner.



Figur 55 - Rissvidde i overkant og underkant.

Figur 55 viser rissvidde i overkant og underkant, der majoriteten av riss vil inntreffe i overkant av dekket grunnet gjennomlokking av søyler.



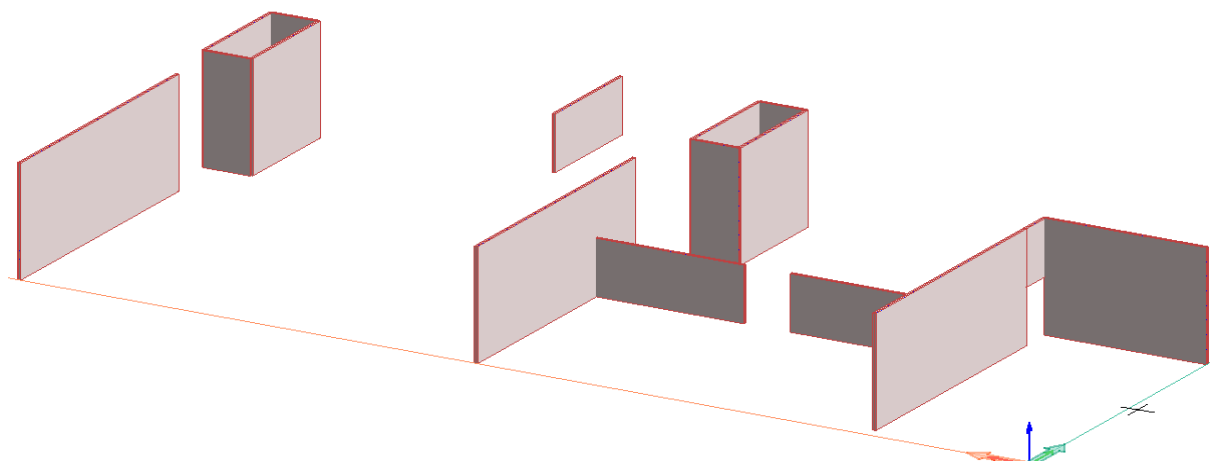
Figur 56 - Utnyttelse av dekket.

Figur 56 viser utnyttelse av dekket i bruksgrense. Forhold på tillatt rissvidde og inntreffende rissvidde vil for underkant og overkant være henholdsvis 10% og 25%. Det er god kapasitet for riss, og resterende komponenter for dekket vil ha tilstrekkelig kapasitet.

Dekket er også påkjent av torsjonsmoment, som ikke vil ha utslagsgivende verdier eller bli armert for spesifikt. Momentpåkjenning fra torsjon kan ses i vedlegg E1.

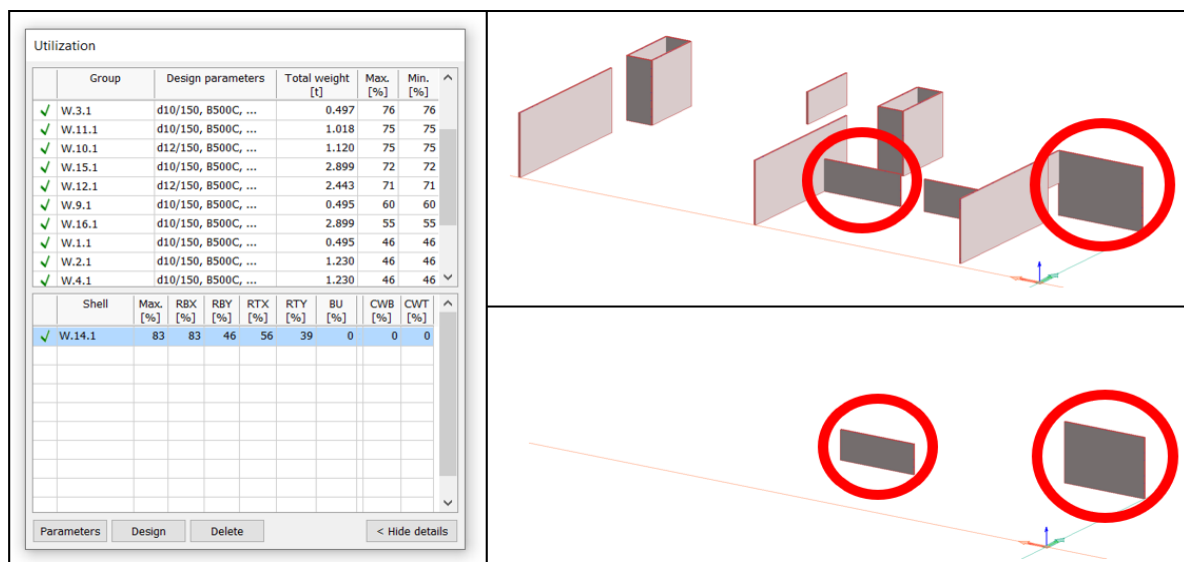
5.4 Vegger

Det er totalt 16 vegger i bygget, der åtte vil utgjøre heissjakter. Fire vegger vil fungerer som skille for verkstedshaller, og resterende vegger befinner seg i én etasje. Dette er vist på figur 57.



Figur 57 - Bæresystemets vegger.

Vegger vil armeres likt som dekket, der det benyttes armeringsnett. 14 av veggene vil armeres med $\varnothing 10$ og senteravstand 150mm. For vegger uthevet i figur 58 vil det være nødvendig med $\varnothing 12$, og samme senteravstand. Beregning av platearming der parametere er i samsvar med figur 44, viser at tilleggсарmering ikke er nødvendig.



Figur 58 - Utnyttelse av armering i vegger.

Figur 58 viser utnyttelse av innlagt armeringsnett, samt total vekt av vegg. Det er også vist vilkårlig vegg der man kan se utnyttelse av armering i begge retninger, både i underkant og overkant. CWB og CWT lik 0 indikerer en utelatt rissberegning.

Oversikt vegger						
	x Topp	y Topp	x Bunn	y Bunn	Ekstra armering	Tykkelse
Vegg 1	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 2	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 3	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 4	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 5	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 6	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 7	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 8	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 9	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 10	Ø12 C150	Ø12 C150	Ø12 C150	Ø12 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 11	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 12	Ø12 C150	Ø12 C150	Ø12 C150	Ø12 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 13	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 14	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 15	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm
Vegg 16	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ø10 C150	Ikke behov	240 mm

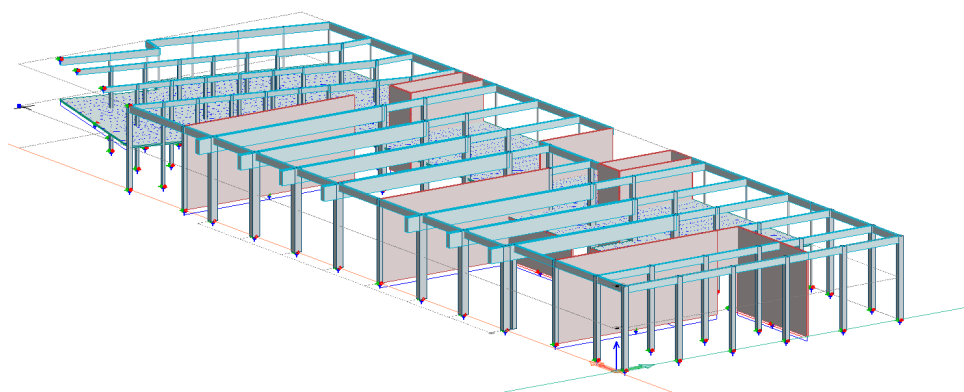
Tabell 27 - Oversikt armering i vegger.

I tabell 27 er det samlet informasjon om hvilken armering som ligger i hver retning og som sammen utgjør to armeringsnett. Det vil være to tilfeller av økt armering, vist i uthevet farge.

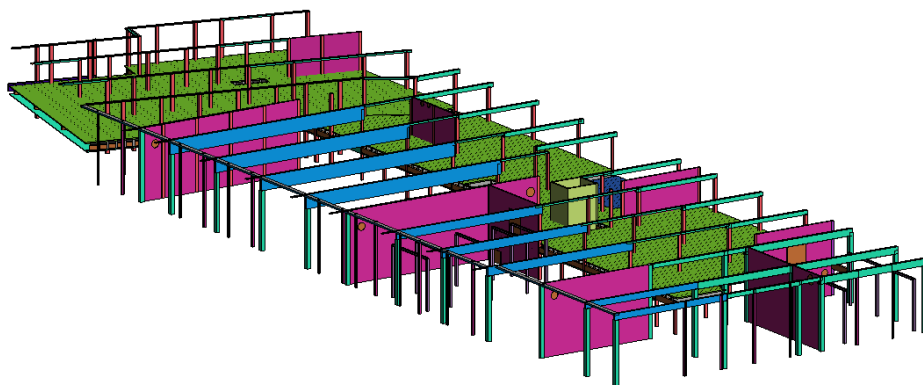
Beregninger i kapittel 5 viser at samtlige konstruksjonsdeler i bæresystemet overholder krav om maksimal armering, minimal armering, forankring, riss, svinn, nedbøyning, samt kapasitet til å bære de påførte lastene.

6 Sammenligning

I kapittel 6 skal bæresystemet sammenlignes med det allerede prosjekterte bæresystemet i tre. Figur 59 og 60 viser begge bæresystemer, der utelatte konstruksjonselementer fra oppgaven også er tatt bort fra originalt bæresystem. Her er blant annet dekke og tak fjernet fra innhentet prosjektfil. Bæresystemene vil naturligvis være i overensstemmelse, da de begge skal inneholde samme planløsning som vist i vedlegg B1 til B7. Selvstendig utarbeidelse av bæresystemet vil likevel medføre ulikheter, men bæresystemet vil oppnå samme bæreevne og konstruksjonssikkerhet.



Figur 59 - Bæresystem i betong og stål vist i FEM-design.



Figur 60 - Bæresystem i tre uten tak og dekke, vist i Revit.

Bæresystemene vil sammenlignes med hensyn på tre ulike tema. Klima vil bli gjennomgått i en fullstendig livsløpsanalyse (LCA), akustikk i en overordnet sammenligning, og til slutt en sammenligning av branntekniske egenskaper. Dette er hovedproblemstillinger for en alternativsvurdering av denne typen, da miljøkrav, lydkrav og brannpåvirkning vil alle være viktige faktorer i prosjektering av skoler.

6.1 Klima

Sement er den viktigste ingrediensen i betongproduksjon. Sementindustrien er ansvarlig for et av de største CO₂-utslippene i verden, hvor det blir anslått at den globale sementproduksjonen står for rundt 5-8% av alle klimagassutslipp. Dette er dobbelt så mye som utslippene fra all luftfart, og kommer av at sementproduksjonen står for 90% av utslippene ved tilvirkning av betong, spesielt ved knusing av kalkstein. (Greenbuilt, 2018) Til sammenligning står selve byggenæringen i seg selv for om lag 40% av verdens utslipp, energibruk og avfall (Greenbuilt, 2016).

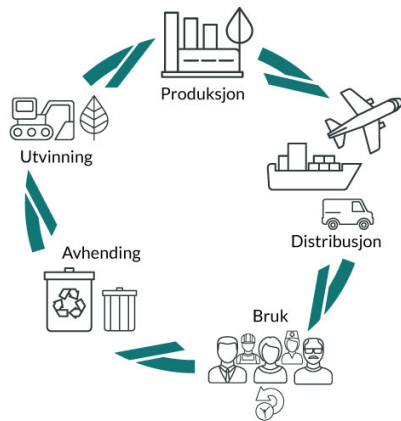
I det prosjekterte bæresystem i betong vil det også være elementer av stål, derav stålsøyler og armeringsjern. Stålnæringen står for omtrent 7% av verdens totale klimagassutslipp, da produksjon av stål er svært energikrevende (Norsk stål, 2015). Stål er gunstig for klima i den grad av at det er lett resirkulerbart, og kan brukes gjentatte ganger. Klimaavtrykket til stål vil ha tilnærmet likt utslag per kubikk som betong, og vil medtas i en livsløpsanalyse av prosjektet.

På et bærekraftig boligprosjekt i Gøteborg ved navn Brf Viva, har Riksbyggen gjennomført en omfattende studie for å finne ut om råbyggalternativer i tre eller betong ville gi prosjektet like store klimalaster. Sveriges Teknisk Forskningsinstitutt har i samarbeid med leverandører fra tre- og betongbransjen gjennomført en studie som gir en fullstendig livsløpsanalyse (LCA) for prosjektet med alternative bæresystemer i tre og betong (Homleid, 2017). Etter en grundig livsløpsanalyse, kunne studien konkludere med at klimagassfotavtrykket for prosjektet vil være omtrent identisk for tre og betong i en beregningsperiode på 100 år.

Det vil naturligvis være flere ulikheter mellom overnevnt prosjekt og nye Askøy VGS. Det vil for eksempel bare foreligge en beregningsperiode på 50 år for skolen, og de forskjellige transportavstandene for materialer vil ikke være de samme. Det vil også være færre innlagte bygningsmaterialer og mengder i vår analyse, da det kun blir tatt hensyn til bæresystemet og ikke diverse ikke-bærende strukturer og fasadelementer. Med bakgrunn i nevnt prosjekt var det interessant å gjennomføre en livsløpsanalyse av bæresystemet, og se nærmere på om betong er konkurransedyktig i et miljøperspektiv.

6.1.1 LCA (Life Cycle Assessment)

I en LCA-studie vurderer man hele livsløpet til et produkt eller et produktsystem. Dette innebærer å vurdere hele livsløpet fra råvareutvinning, produksjon, transport og bruksfase, til avhending eller gjenbruk (Lca, 2016). Livsløpsanalysen vil kartlegge for eksempel karbondioksidutslipp gjennom prosjektet fra "vugge til grav", som vist på figur 61.



Figur 61 - Et produkts livsløp.

En LCA-studie brukes vanligvis i tidligfase-konseptutredninger hvor det skal redegjøres for miljøbelastningen ved ulike konseptvalg og tekniske alternativer. Når man gjennomfører en livsløpsanalyse kan man få svar på forskjellige problemstillinger angående miljøbelastninger.

- Hvilke er de viktigste miljøproblemene for et system?
- Hvor i livsløpet oppstår de viktigste miljøproblemene?
- Dokumentasjon av totale miljøbelastninger knyttet til produkt (Lca, 2016)

Livsløpsanalysen for bæresystemet er gjort ved hjelp av programvaren *One Click LCA*. Bæresystemet består av betong og stålsøyler, der mengder er hentet fra modellen i Revit. Mengdene fra det allerede prosjekterte bæresystemet består hovedsakelig av lim- og massivtre med tilhørende stålkomponenter, og er hentet fra RIB-prosjektets IFC-fil. Det er også diverse gipsplater og lydisolerende elementer, noe som vil bli utelatt fra begge livsløpsanalyser da bæresystemet er i fokus. Det er likevel et viktig punkt, og vil bli sett nærmere på i kapittel 6.2. Analysing av bæresystemet i tre viser at volumet av lydisolerende elementer for limtrebjelker og dekket vil være henholdsvis 30% og 20%. Likevel vil det være betydelig større mengder tre enn betong i totalt volum. Det vil være gunstig for bæresystemet i tre sin miljøpåvirkning å utelate lydisolerende elementer, da de vil ha negativt utslag i livsløpsanalysen.

Konstruksjonsdeler som er utelatt fra bæresystem i betong på grunn av forenklinger tatt tidligere i oppgaven vil også være utelatt fra bæresystemet i tre.

I *One Click LCA* defineres bygningsmaterialer og energibruk i en livsløpsanalyse ved hjelp av en *EPD (Environmental Product Declaration)*. Dette er standardiserte miljøprofiler, og er tatt i bruk ved hjelp av EPD Norge, som er en database med sammenlignbar informasjon om produkters miljøprestasjon gjennom hele livssyklusen. EPD Norge er basert på internasjonale standarder og er fritt tilgjengelig via EPD Norge sine nettsider (Epd, 2020).

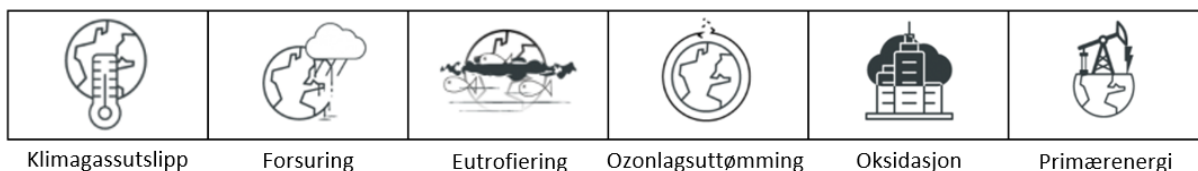
For å gjennomføre en livsløpsanalyse, oppgis også flere nødvendige parametere i tillegg til *EPD* for bygningsmaterialer. Det er innlagte verdier for brutto og netto areal for bæresystemet, transport til byggeplass, transporttype og beregningsperiode.

Ved vurdering av materialers transport til byggeplass, benyttes lokale betong- og stålleverandører. Betongleverandør og stålprofilleverandør er henholdsvis 15 km (Laksevåg) og 6 km (Askøy) fra byggeplass. Armeringsjernleverandør har en avstand på 14 km (Askøy). Avstand er hentet fra kjørerute i Google Maps. Dette er tiltenkte leverandører, og ikke bedrifter som er kontaktet.

Transportinformasjon for tre er funnet ut fra nærmeste aktuelle leverandør, der aktør får tremateriale fra nordisk natur og befinner seg på Østlandet. Dette resulterer i en transportlengde på ca. 500 km, noe som er vesentlig lengre enn for betong og stål og vil gi et stort utslag i livsløpsanalysen. Transportlengde til byggeplass vil gå under kategori **A4** i tabell 28, mens transport av råmaterialer i tilvirkningsfasen vil være bundet til kategori **A2** og være definert i valgt *EPD* for materialer.

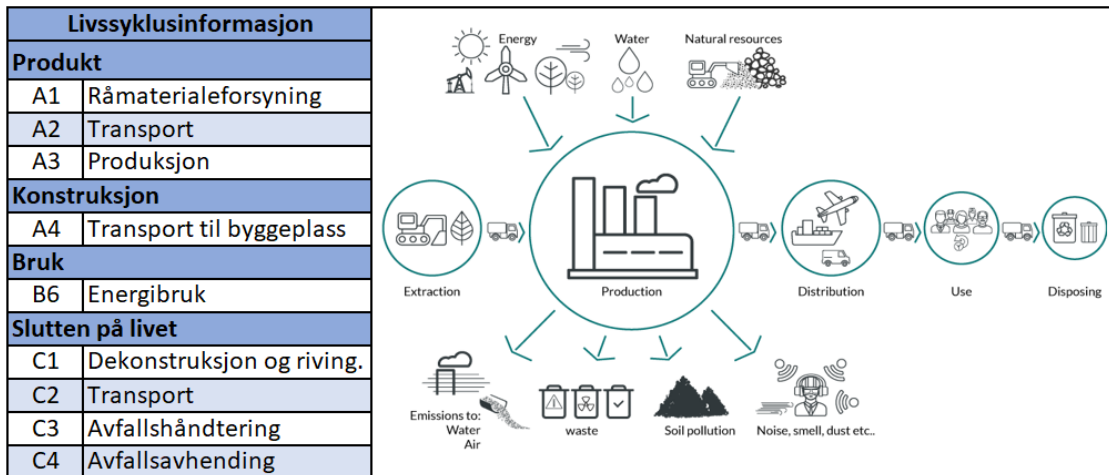
Miljøpåvirkningsindikatorer

I livsløpsanalysen er det seks ulike miljøpåvirkningsindikatorer vist i figur 62, som vil inngå i den totale beregningen. Indikatorene danner miljøprofilen til de forskjellige komponentene tatt i bruk, og vil forklares i dette kapittelet. Felles for samtlige kategorier vil være energibruk, da dette er en faktor som antas likt for begge bæresystemer.



Figur 62 - Miljøpåvirkningskategorier.

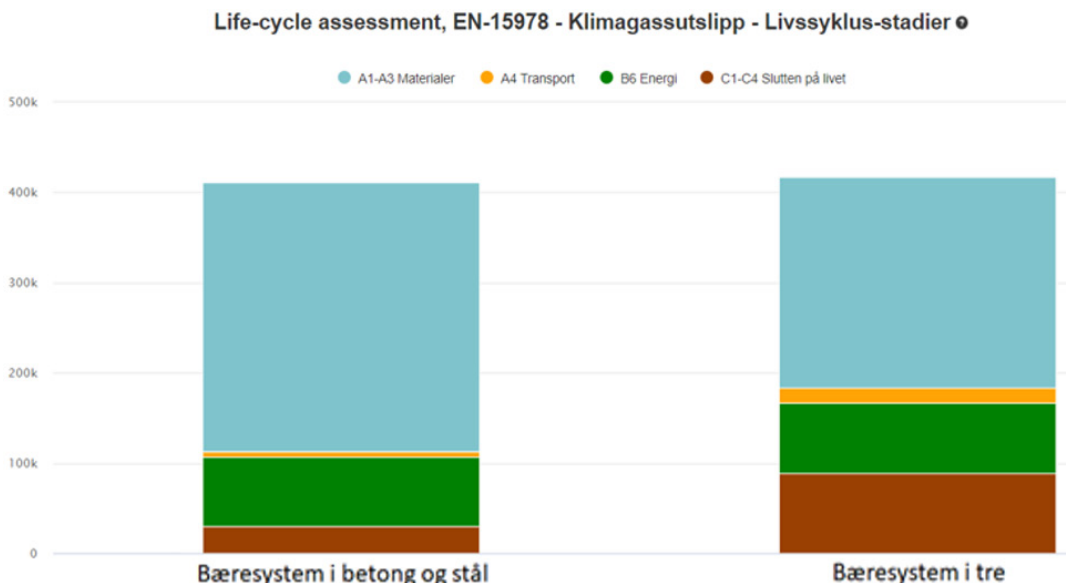
I en LCA vil det bli tatt hensyn til flere trinn i livsløpet til bæresystemet. Livsløpstrinnene går fra innhenting av materialer og produksjon, til slutten av livet. Hvert trinn inneholder viktig informasjon for å evaluere miljøpåvirkningen til et bygg. Tabell 28 viser hvilke livsløpstrinn og informasjonsmoduler som inngår i en LCA, der informasjonen vil være gjeldende i både internasjonale og europeiske standarder. (Østfold forskning, 2018)



Tabell 28 - Livsløpstrinn i LCA.

Klimagassutslipp (GWP – Global Warming Potential)

Dette er en måleenhet som kalles globalt oppvarmingspotensial, og gir en akkumulert oppvarmingseffekt i forhold til utslippet av CO₂ i en bestemt beregningsperiode. Denne måleenheten ble dannet for å kunne sammenligne klimagassers forskjellige oppvarmingseffekt. Enhetene omtales som CO₂-ekvivalenter, der et typisk utslipp av store mengder CO₂-ekvivalenter er som tidligere nevnt fra kalkstein i sementproduksjon (Lca, u.d.). Betong står altså som en kilde til globalt oppvarmingspotensial. På figur 63 er det vist klimagassutslipp fra materialer, transport, energi og slutten på livet, der materialer har det største utslaget for begge bæresystemer.



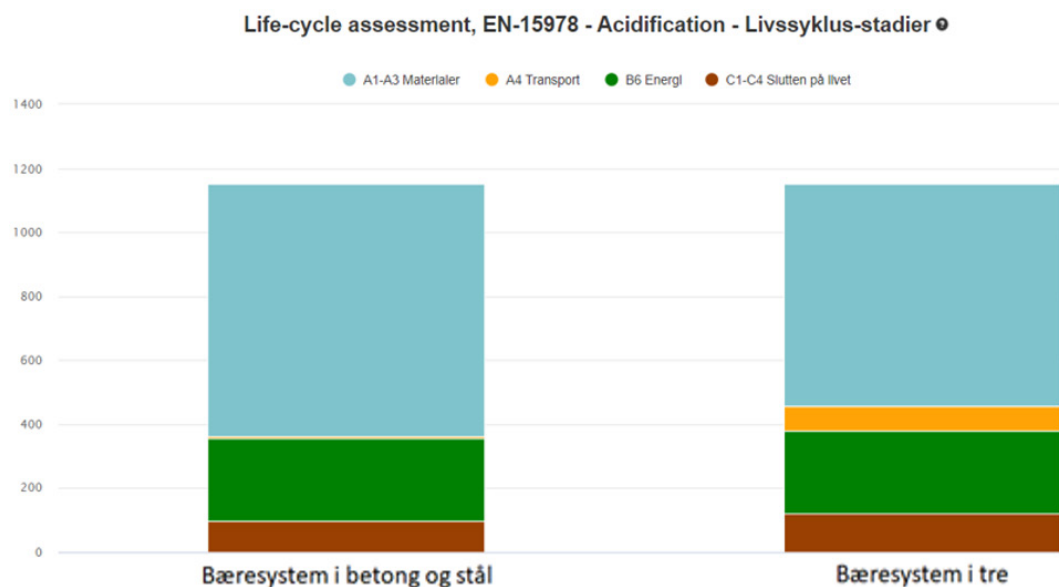
Figur 63 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på klimagassutslipp.

Transportutslipp er flere ganger høyere for tre, og det samme gjelder slutten av livet til materialet som vil ha et stort utslag her.

En grunn til dette vil være trematerialets naturlige nedbrytning, der det ved slutten av sin levetid og dekonstruering vil frigi CO₂ som har blitt absorbert (Bendix, 2009). På figuren ser man likevel at materialene betong og stål i seg selv vil ha et større klimagassutslipp enn tre. Materialproduksjon innehar energikrevende og miljøpåvirkende prosesser for både betong og stål, og vil ha et betydelig utslag i materialstadiet. Bæresystemet i tre vil ha et stort bidrag fra innhenting av råmateriale og transport av materiale til produksjon. Etter sammenligning kan det konkluderes at bæresystemene vil ha relativt likt klimagassutslipp, med totalt resultat i favør bæresystem i betong.

Forsuring (AP – Acidification potential)

Her måles det potensielle bidraget et stoff har til å øke surheten i miljøet. Denne økningen kalles surgjøring, og oppstår på grunn av for eksempel luftforurensing, surt nedbør eller utslipp av ammoniakk fra industriell produksjon (Lca, u.d.). Når natur blir påvirket av forsuring, vil det skade og ha dødelig effekt for både planter og dyr. Det er flere stoffer som kan øke forsuring i miljøet, og måles i kg SO₂-ekvivalenter. Forsurende utslipp er svoveldioksid, ammoniakk og nitrogenoksid, der bæresystemene vil være direkte forutsetninger for slike utslipp i deres forskjellige livsløpstrinn.

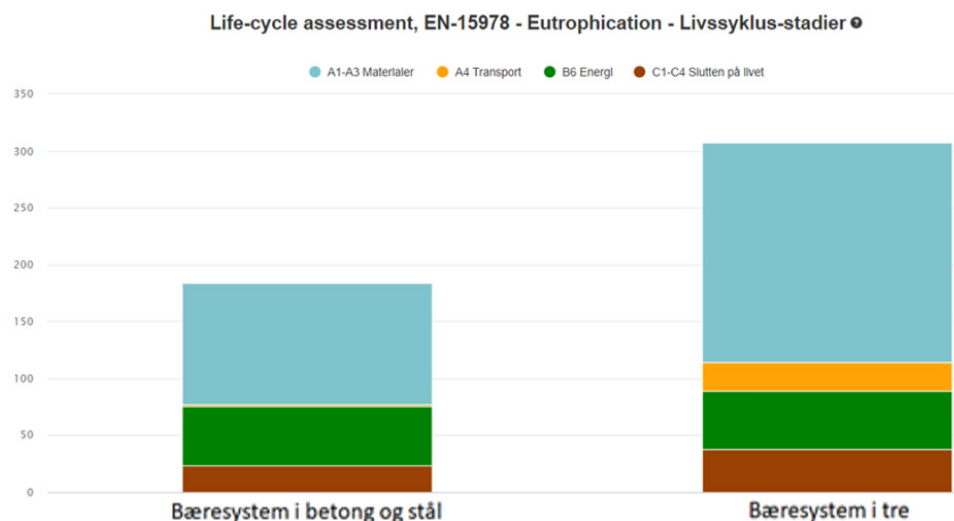


Figur 64 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på forsuring.

Figur 64 viser et tilnærmet likt potensiale til forsuring for begge bæresystem. Nedbrytning og avfallshåndtering av trematerialer vil bidra til forsuring i større grad enn betong, og transporten vil også ha et vesentlig utslag. Her har betong som bygningsmateriale i seg selv et større potensiale enn tre ved produksjon og tilvirkning, og bæresystemene vil derfor ha samme endelige resultat i livsløpsanalysen.

Eutrofiering (EP – Eutrophication potential)

Eutrofiering er en betegnelse på økt planteproduksjon grunnet en unaturlig tilførsel av næring, noe som fører til oksygensvinn i nærliggende vann. Dette kan bidra til utryddelse av naturlige planter, og fremme andre mindre gunstige mikroorganismer og bakterier som er skadelig for miljøet (Kjensmo, 2019).

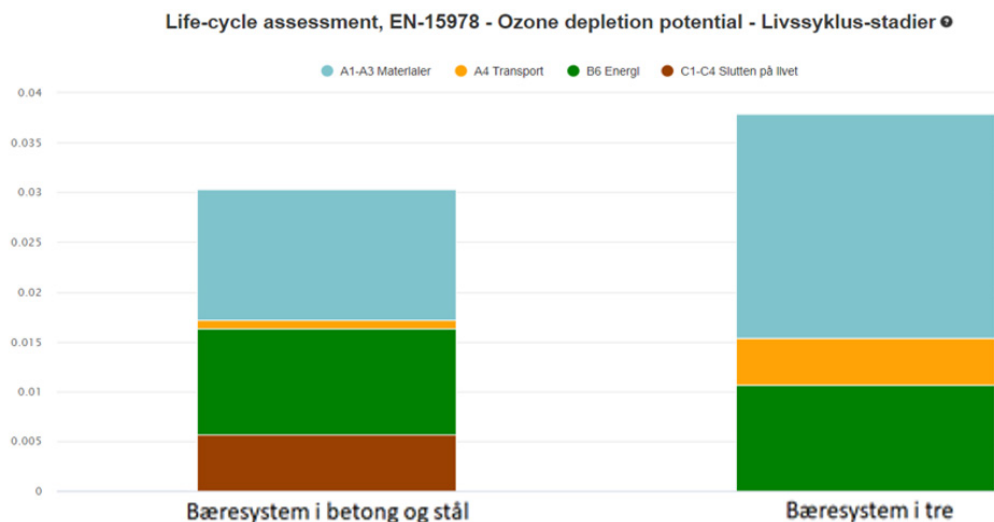


Figur 65 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på eutrofiering.

Figur 65 viser hvordan trematerialet bidrar i større grad til eutrofiering enn betong og stål. Dette kan skyldes nødvendig skogsdrift for å fremskaffe trevirke, der det vil bli gjødslet i store mengder. Dette påvirker naturen ved en unaturlig økt næringstilførsel, som fører til diverse miljøskader (Artsdatabanken, 2014). En annen faktor som medfører eutrofiering, er utslipp av nitrogen gass fra transport av bygningsmateriale. Dette vil bæresystemet i tre bidra til i signifikante mengder, der transport- og materialstadiet har dominerende utslag i sammenligning av eutrofieringspotensiale.

Ozonlaguttømming (ODP - Ozone Depletion Potential)

Ozonlaget spiller en viktig rolle i å regulere stråling fra solen, og nedbryting av ozonlaget vil kunne skade liv på jorden.

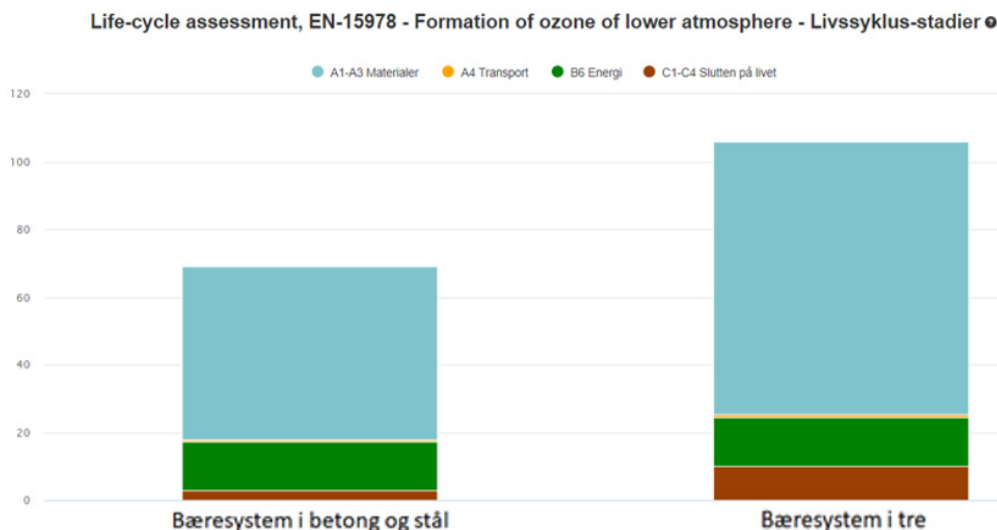


Figur 66 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på ozonlaguttømming.

Figur 66 viser en vesentlig forskjell fra tidligere miljøpåvirkningsindikatorer. Det vil i dette tilfellet ikke være et bidrag fra tre i livssluttfasen, mens betong kan være påvirket av fremmedmateriale og ha diverse forurensinger i seg som vil slippes ut ved dekonstruering (Franzefoss, 2017). Eksempler på slikt materiale er klor og brom som er svært reaktive kilder og vil bidra til nedbryting av ozon. Trematerialet i seg selv og tilvirkningen av dette har nesten dobbelt så stort potensiale for ozonlaguttømming som betong og stål, og materialfasen får følgelig stort utslag. Bæresystemet i tre får dermed ugunstig resultat.

Fotokjemisk oksidasjon (POCP – Photochemical ozone creation potential)

I lavere luftlag vil organiske stoffer og nitrogenoksider i atmosfæren reagere kjemisk på hverandre på grunn av solstråling. Dette kalles for fotokjemisk oksidasjon og er en form for luftforurensing og dannelse av smog. Denne luftforurensingen består av en blanding av ozon, nitrogendioksider, svevestøv og flyktige organiske forbindelser. (Lca, 2016)

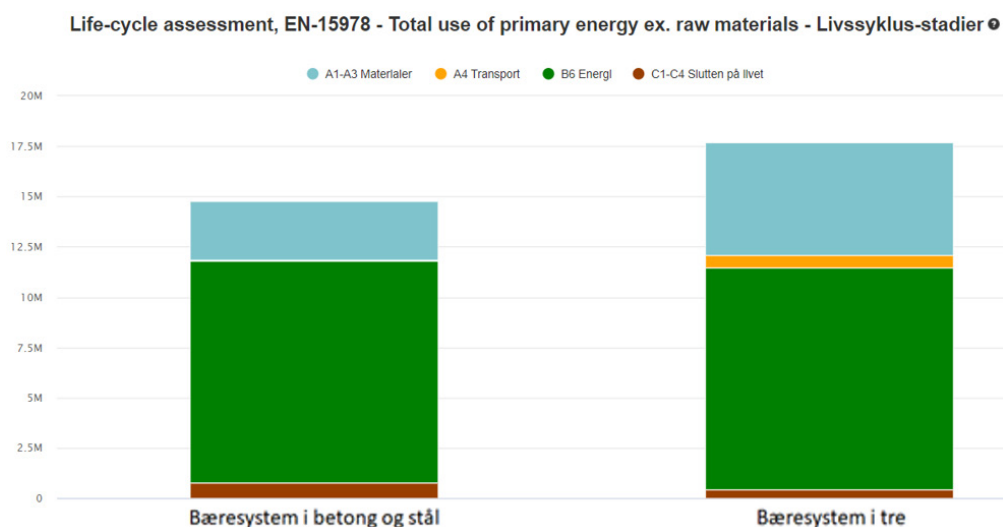


Figur 67 - Sammenligning av bæresystemers påvirkning på fotokjemisk oksidasjon.

For begge bæresystemer er materialer, herunder råmaterialeforsyning **A1**, transport **A2** og produksjon **A3** den største tilvirkningen til fotokjemisk oksidasjon. Dette er vist på figur 67, hvor det organiske bæresystemet i tre har et større utslag (Aarnes, 2011).

Total bruk av primærenergi (Primary energy)

Bruken av primærenergi er den siste inngående miljøpåvirkningskategorien i oppgavens LCA-analyse. Primærenergi er høstet direkte fra naturressurser, og kilder til primærenergi deles inn i to kategorier; brensel og flyt. Under kategorien brensel er det kjernekraft, biobrensel og fossile brensler. Dette brukes til oppvarming, transport og elektrisitet, og består av for eksempel olje, gass, kull og uran. Den andre kategorien er energi som kommer av flyt og strømninger. Eksempler på flytenergi er vann-, vind-, og solkraft.



Figur 68 - Sammenligning av bæresystemers bruk av primærenergi.

På figur 68 vil elektrisitetsbruk være den største faktoren i bruk av primærenergi. Dette er derimot likt for begge bæresystemer, og kan ses bort fra. I tilvirkning og transport av massivtre er det energikrevende prosesser, som vil øke bæresystemet i tre sin bruk av primærenergi ytterligere i forhold til betong og stål. Betong har derimot større utslag ved slutten av livsløpet.

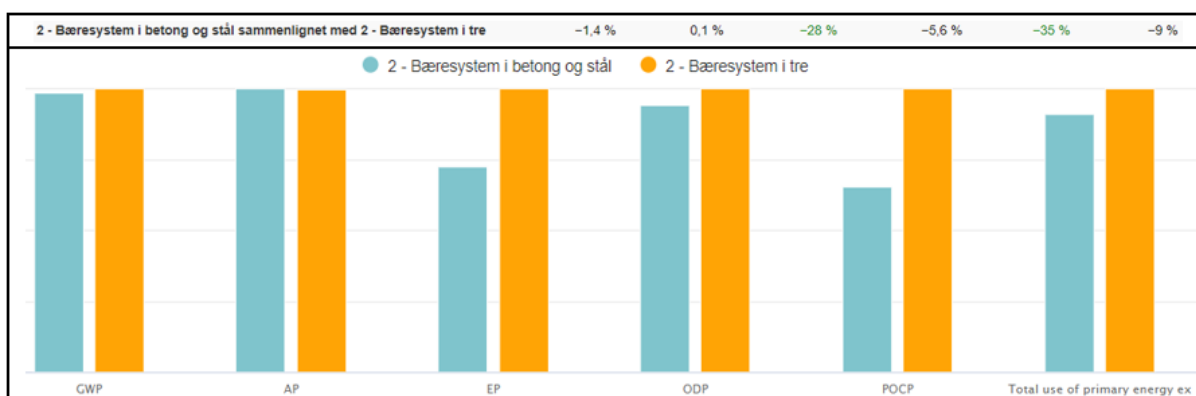
Resultat

Tabell 32 viser den totale miljøpåvirkningen i en beregningsperiode på 50 år. Dette er like lenge som veiledende prosjektert brukstid for skoler i Norge, som er vist i Tab 2.1 i «NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Den viser det totale utslippet av klimagass, etterfulgt av forsuringspotensiale, eutrofieringspotensiale, ozon-uttømmingspotensiale, formasjon av ozon i lavere atmosfære, og til slutt total bruk av primærenergi.

Sektor	Klimagassutslipp kg CO ₂ e	Acidification kg SO ₂ e	Eutrophication kg PO ₄ e	Ozone depletion potential kg CFC11e	Formation of ozone of lower atmosphere kg Ethenee	Total use of primary energy ex. raw materials MJ
A1-A3 Byggematerialer	2,99E5	7,9E2	1,03E2	1,28E-2	5,11E1	2,84E6
A4 Transport til byggeplassen	5,18E3	7,81E0	1,6E0	8,75E-4	7,7E-1	7,99E4
B6 Energibruk i drift	7,68E4	2,57E2	5,19E1	1,06E-2	1,45E1	1,1E7
C1-C4 Livsløpets slutt	3,02E4	9,81E1	2,34E1	5,63E-3	2,76E0	7,43E5
D Utøver livsløp (ikke inkludert i totalen)	-3,88E5	-8,23E2	-2,84E2	-9,86E-3	-5,13E1	-2,03E6
Total	4,11E5	1,15E3	1,8E2	2,99E-2	6,91E1	1,47E7

Sektor	Klimagassutslipp kg CO ₂ e	Acidification kg SO ₂ e	Eutrophication kg PO ₄ e	Ozone depletion potential kg CFC11e	Formation of ozone of lower atmosphere kg Ethenee	Total use of primary energy ex. raw materials MJ
A1-A3 Byggematerialer	2,33E5	6,94E2	1,53E2	1,77E-2	8,04E1	4,29E6
A4 Transport til byggeplassen	1,71E4	7,95E1	1,74E1	3,36E-3	9,6E-1	4,85E5
B6 Energibruk i drift	7,68E4	2,57E2	5,19E1	1,06E-2	1,45E1	1,1E7
C1-C4 Livsløpets slutt	8,93E4	1,21E2	2,66E1	2,34E-5	1E1	3,25E5
D Utøver livsløp (ikke inkludert i totalen)	-5,55E5	-6,57E2	-1,2E2	-1,02E-3	-7,53E1	-9,65E6
Total	4,17E5	1,15E3	2,49E2	3,17E-2	1,06E2	1,61E7

Tabell 29 - Total miljøpåvirkning av betong og stål etterfulgt av tre.



Figur 69 - Sammenligning av bæresystem (%).

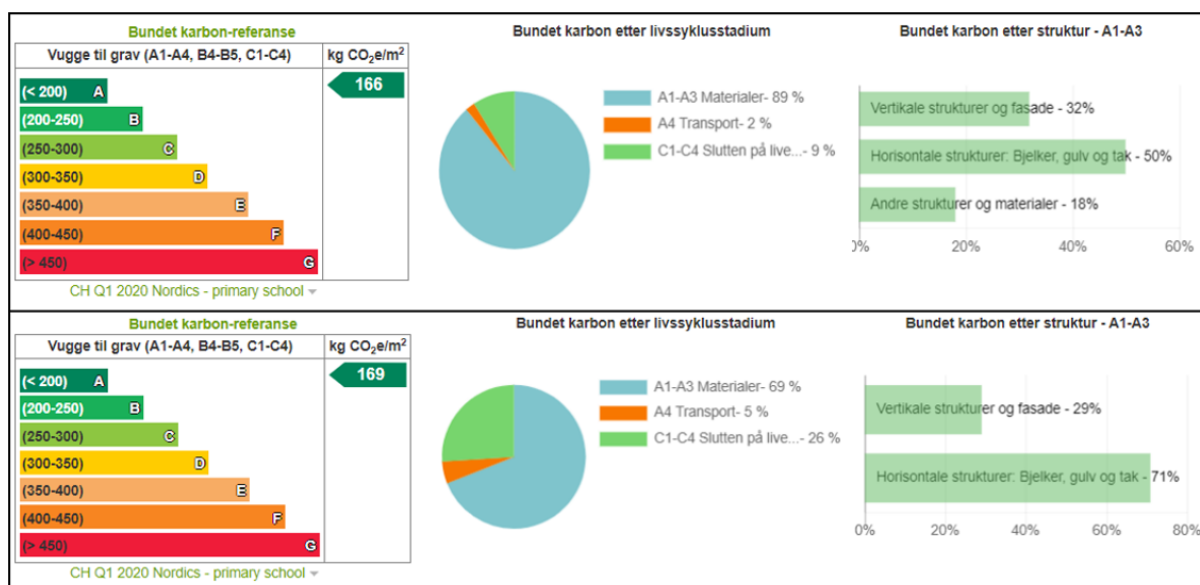
Figur 69 viser sammenligning av bæresystemer, der betong og stål har gunstige resultater. Den viser 1,4% mindre klimagassutslipp, 28% mindre eutrofiering, 5,6% mindre ozonlagsuttømming, 35% mindre formasjon av ozon i lavtliggende atmosfære, og til slutt 9% mindre bruk av primærenergi. Tre kommer derimot best ut når det gjelder forsurening. Oppsummert er det relativt like resultater, men totalt sett i favør av bæresystemet i betong og stål.

Vedlegg F1 viser en oversikt over miljøpåvirkningene kategorisert i forskjellige livssyklusstadium, for begge bæresystem.

Bundet karbonreferanse

Etter gjennomført LCA vil man få et overordnet resultat ved navn Bundet karbonreferanse. Denne referansen beregnes for en fast 50-års vurderingsperiode for alle byggematerialer.

I vurderingen er det tatt hensyn til materialmengde, transportlengde og materialutskifting som kreves i løpet av byggevalueringensperiode. Bundet karbon-referanse utelater resirkuleringspåvirkning, og effektene beregnes alltid per brutto interne område m². Her får man vite hvor mye utslipp kg CO₂-ekvivalenter bygget har per kvadratmeter. Dette plasserer bygget i en klasse, fra A til G. Standarden brukt for klassifisering er «CH Q1 2020 Nordics – Primary school», som er en database med samlet data fra skoleprosjekter i Skandinavia. Den inkluderer data i karbonreferansen som er basert på manuelle analyser for vurdering av sammenheng, fullførbarhet og plausibilitet av miljøvennlige byggeprosjekter.



Figur 70 - Bundet karbon-referanse for bæresystemene.

På figur 70 vises bundet karbon-referanse for bæresystem i betong og stål etterfulgt av bæresystem i tre.

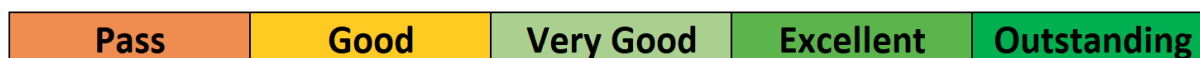
Med alle faktorer lagt inn i denne livsløpsanalysen, vil det resultere i et totalt utslipp på 166 kg CO₂-ekvivalenter og 169 kg CO₂-ekvivalenter per kvadratmeter for henholdsvis bæresystem i betong og tre. Dette kvalifiserer begge bæresystem til klasse A.

Kategorien "Andre strukturer og materialer" for bæresystem i betong vil telle 18% av karbonreferansen, og består av 160 kg armeringsjern per kubikkmeter betong. Dette inngår i både vertikale og horisontale strukturer.

Dette viser gode resultater for begge bæresystemer, der betong og stål vil ifølge denne LCA-analysen være det mest miljøvennlige alternativet. Tidligere nevnt er det betydelig større mengder tre enn betong, som sammen med den lange transportavstanden vil medføre en direkte konsekvens for resultatet. Denne analysen vil bare inneholde bæresystemet til rapportens avgrensning av skolen, og ved gitte antagelser og vurderinger er det utelatt elementer fra begge bæresystemer. Dette medfører en usikkerhet i en LCA-analyse av denne størrelsen, der resultater vil ha usikkerhet tilsvarende analysens avgrensede omfang. I det totale skoleprosjektet vil kg CO₂-ekvivalenter derimot øke betydelig, men fortsatt være begrenset av samme grunnareal. Det forventes derfor en lavere klasse for bundet karbon-referanse for nye Askøy VGS uavhengig av valgt bæresystem.

6.1.2 BREEAM

BREEAM er Europas ledende verktøy for å miljøsertifisere bygninger, og har blitt aktivt brukt siden 1990. BREEAM-NOR er den norske tilpasningen av BREEAM og ment for å være den norske byggebransjens verktøy for å måle miljøprestasjon. Den er utviklet av Grønn Byggallianse i tett samarbeid med bygg- og eiendomsnæringen (Bygg alliansen, u.d.). Formålet er å motivere til bærekraftig design og bygging, og har vist seg å være et effektivt verktøy for å samordne ulike aktører i prosjekter og integrere bærekraftige visjoner i alle ledd.



Figur 71 - BREEAM-klasser.

Under sertifisering av BREEAM-NOR vil prosjekter vurderes ut ifra fem nivåer som vist på figur 71. For et slikt sertifikat baseres vurderinger på miljøprestasjon i ni kategorier; ledelse, helse- og innemiljø, energi, transport, vann, materialer, avfall, arealbruk og økologi samt forurensning. I rapporten vil kategorier være begrenset til energi, transport, materialer, avfall, arealbruk, økologi og forurensning. LCA-analysen i denne rapporten har benyttet sertifisering BREAM-NOR, der alle tidligere gjennomgåtte miljøpåvirkningskategorier oversettes til poeng i en BREEAM-vurdering. Ved oversettelse av poeng vil bygg med karakter A fra LCA-analyse ha muligheter til å inneha et teoretisk BREEAM-sertifikat.

Dette kommer av samordning mellom miljøpåvirkningskategorier i *One Click LCA*, og de ni kategoriene som inngår i en BREEAM-vurdering. Vist på tabell 30, vil fem av seks indikatorer være nødvendig for å oversette LCA-analysen til BREEAM-poeng.

Impact assessment categories						
Indicators	B N B	BREEAM UK/Intl	DGNB Intl/DK	H Q E	LEED CML/Int I	Building Element
Global warming potential (kg CO ₂ e)	x	x	x	x	x	x
Ozone depletion potential (kg CFC-11 e)	x	x	x	x	x	x
Acidification potential (kg SO ₂ e)	x	x	x	x	x	x
Eutrophication potential (kg (PO ₄) ₃ e)	x	x	x	x	x	x
Photochemical ozone depletion potential (kg C ₄ H ₄ e)	x	x	x	x	x	x

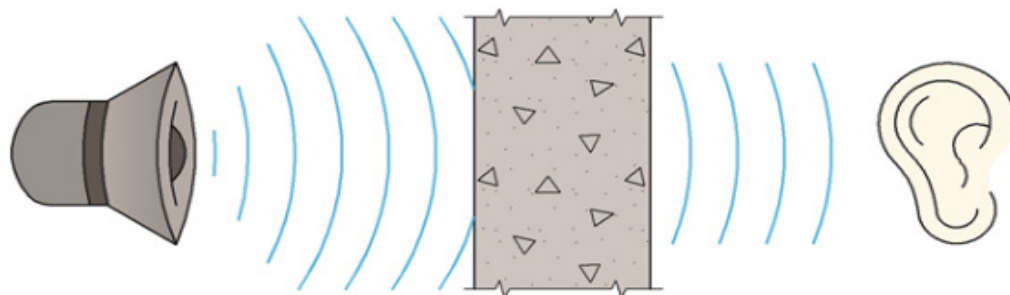
Tabell 30 - Kategorier medtatt i *One Click LCA* (*One click LCA*, 2018).

En BREEAM-vurdering betyr at det har blitt gjennomført helhetlige miljøvurderinger ut ifra byggets egenskaper basert på EPD-Norge, der de nødvendige krav for prosjektet er tilfredsstillt. Et BREEAM-sertifikat kan oppnås mot svært liten eller ingen ekstrakostnad for prosjektet. Hvis man vil oppnå et klassifiseringsnivå tilsvarende *Excellent* og *Outstanding*, vil man måtte beregne ekstrakostnader (Bygg alliansen, u.d.).

Det vil med en fullstendig BREEAM-analyse være nødvendig å ta med det totale skoleprosjektet, der alle ni kategorier for miljøprestasjon må tas i betraktning. Det vil dermed være omfattende å gjennomføre en fullstendig BREEAM-analyse, og rapportens begrensninger vil umuliggjøre en realistisk sertifisering.

6.2 Akustikk

I dimensjonering av bygninger, er bygningsakustikk en viktig faktor å ta hensyn til. Det er nødvendig å sørge for at all eventuell uønsket lyd kan dempes til et nivå som ikke oppleves sjenerende for brukere. I dette prosjektet er det en skole som skal dimensjoneres, og det er da viktig å ta hensyn til faktorer som spiller inn på bygningsakustikk. Dette er med tanke på undervisningsrom og auditorium som alle skal oppfylle krav i standard og byggeteknisk forskrift.



Figur 72 - Lydbølge gjennom materiale.

Støy kan oppstå utenfor bygget, men kan også oppstå i tilstøtende rom og inne i rom.

Bygningsakustikk omhandler tema som lydisolasjon, trinnlydnivå, romklang og støy i bygget. I treprosjektet er det allerede foretatt en bygningsakustisk prosjektering for bæresystemet med mål om å sikre at nybygg og rehabilitert bygg tilfredsstillende brukernes behov og grenseverdier i gjeldende regelverk. (Multiconsult, u.d.) Dette vil medføre bygningsakustiske valg for utforming av bæresystem, som for tre vil være annerledes enn for betong. I denne delen av oppgaven skal denne forskjellen gjennomgås og sammenlignes.

Stålets påvirkning på bygningsakustikken vil ikke bli gjennomgått. Det er ikke brukt bærende stålelementer i områder som er utsatt for lydgjennomgang mellom etasjer og rom. Stålets konstruksjonselementer vil bestå av søyler i fasadeområdet, og noen innvendige komponenter. Det er hovedsakelig dekker og vegger som er utsatt for sjenerende lydtransmisjon, og derfor ikke nødvendig å inkludere stål i sammenligning.

6.2.1 Lydkrav

Det er krav til å beskytte brukerne av en bygning eller et brukerområde mot vesentlige støy- og vibrasjonsplager. Disse kravene er gitt i teknisk forskrift til plan- og bygningsloven (TEK17). Det skal ifølge TEK17 legges vekt på brukernes behov for tilfredsstillende lydforhold ved arbeid, søvn, hvile og rekreasjon. En skole vil underligge lydforhold som vil kreve tilfredsstillende lydtekniske egenskaper. Med dette menes lydpåvirkningskategoriene luftlydisolasjon, trinnlydnivå og etterklangstid/lydabsorpsjon.

Lydkrav		Luftlydisolasjon, R'_w eller $R'_w+C_{50-5000}$		Trinnlydnivå, $L'_{n,w}$ eller $L'_{n,w}+C_{1,50-250}$	
		Klasse B	Klasse C	Klasse B	Klasse C
Boliger	Mellom boenheter, og boenheter mot fellesareal.	58	55	48	53
	Mellom rom internt i boenhet.	43	-	63	-
Kontorer	Mellom kontorer, og kontorer mot fellesareal.	40	(37)	58	(63)
Skoler	Mellom klasserom, og klasserom og fellesareal.	52	48	58	63
Barnehager fritidshjem	Mellom rom for søvn og hvile, og andre fellesrom.	52	48	53	58

Lydkrav til enkelte bygningstyper gitt i NS 8175, der lydklasse C angir minimumskravet.

Tabell 31 - Krav til luftlydisolasjon og trinnlydnivå (Standard Norge, 2012).

Tabell 31 viser forskjellige krav til luftlydisolasjon og trinnlydnivå, der skole vil ha minimumskrav på 48 R'_w for luftlydisolasjon og 63 $L'_{n,w}$ for trinnlydnivå.

6.2.2 Lydpåvirkningskategorier

Luftlyd

Luftlydisolasjon skal isolere for luftlyd, der luftlyd er lydølger som spres ut i rommet fra en lydkilde, for eksempel høyttaler eller tale. Når en lydølge treffer en del av bygningen, vil den settes i svingninger og noe av den innfallende lyden vil stråle ut på baksiden. Man måler da forskjellen i utstrålt effekt på baksiden i forhold til innfallende effekt på framsiden. Dette kalles lydreduksjonstallet, R , og ønskes høyest mulig. Et veid reduksjonstall, R_w , tar hensyn til at menneskeøret ikke kan oppfatte lyd i alle frekvenser like godt, og brukes for å karakterisere luftlydisolasjonen av konstruksjonselementer i laboratorium. R'_w som er faktor brukt i tabellen, angir veid feltmålt reduksjonstall for konstruksjoner i et ferdig bygg. (Norsk treteknisk institutt, 2011)

Trinnlyd

Trinnlydnivået defineres ut ifra svingninger som oppstår i etasjeskillere på grunn av gangtrafikk. Når man undersøker trinnlydnivåer, søker man ikke forskjellen i nivå mellom to rom, men heller det faktiske lydtryknivået registrert i mottakerrom. Dette lydtrykket ønskes naturligvis så lavt som mulig, og betegnes L . På samme måte som for luftlyd måles veid trinnlydnivå, L_w , i laboratoriet. Feltmålt normalisert trinnlydnivå $L'_{n,w}$ måles i den ferdige bygningen.

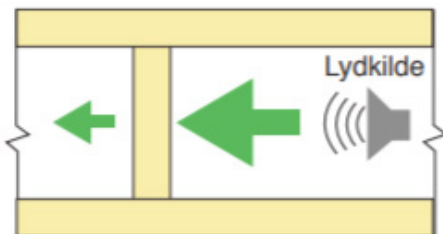
Det vil vanligvis være korreksjoner som vil gjøre målingene uavhengige av mottakerrommets absorpsjonsevne i form av møbler og innredning.

Lydforplantning

Lydforplantning i bygninger vil forplantes (transmitteres) på to måter: Direktetransmisjon og flanketransmisjon.

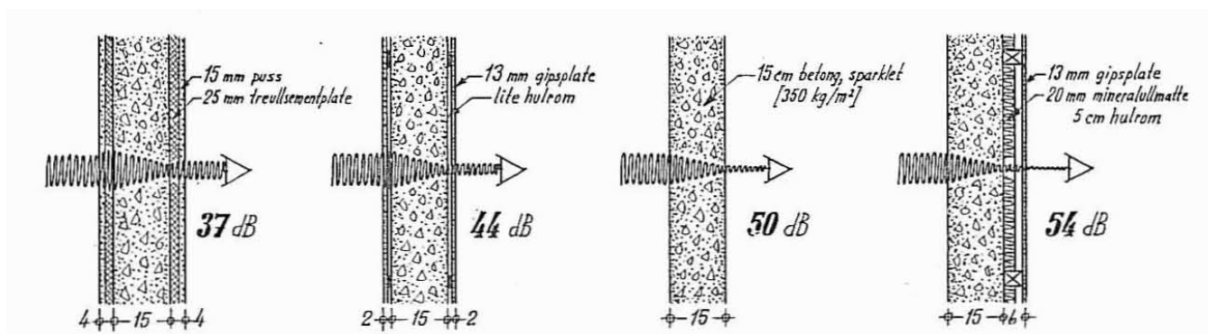
Direktetransmisjon

Når lyden går gjennom en skillekonstruksjon kalles det direktetransmisjon, vist på figur 73. Lydbølgene i senderrommet vil sette skillekonstruksjonen i svingninger, som i sin tur gir lydavstråling på mottakersiden. Hvis skillekonstruksjonen er en massiv konstruksjon, vil den luftlydisolerende evnen primært være avhengig av masse per flateenhet. For skillekonstruksjoner i betong vil derfor luftlydisolasjonen øke med tykkelsen. Generelt vil en økt tyngde i skillekonstruksjonen øke lydisolasjonsevnen. Dette gjelder for både luftlyd og trinnlyd. Det samme vil gjelde for tre, der massivtreelement vil være en bedre lydisolator enn bjelkelag og stendervegg (Norsk treteknisk institutt, 2011).



Figur 73 - Direktetransmisjon (Norsk treteknisk institutt, 2011).

For å motvirke direktetransmisjon kan man benytte dobbeltkonstruksjoner. Man må da ha en avstand mellom konstruksjonens to deler uten forbindelse, og i hulrommet mellom dem må det plasseres lydabsorberende materiale. En slik konstruksjon kan også bestå av platekledninger på separat bæreværk, eller bestå av kledninger på tunge konstruksjoner med en såkalt lydstrålingsminskende kledning eller himling.



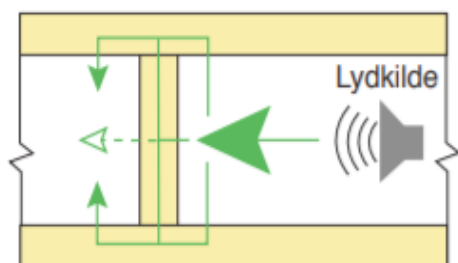
Figur 74 - Lydgjennomgang av diverse betongvegger (Norges byggforskningsinstitutt, 1962).

På figur 74 er det vist forskjellige typer kledninger i samvirke med massive betongvegger. Den viser ved to første design en uheldig lydisolasjon, med plater plassert tett mot den tunge betongveggen.

Dette vil gi resonanssvingninger og bare oppnå en 37 dB luftlydisolasjon. En 150 mm tykk betongvegg har alene en lydisolasjon på 50 dB. Kravet for luftlydisolasjon er på 48 dB for skoler, og det kan da antas at 240 mm massiv betongvegg i bæresystem vil kunne redusere det ytterligere enn 50 dB og godkjennes i henhold til standardens krav.

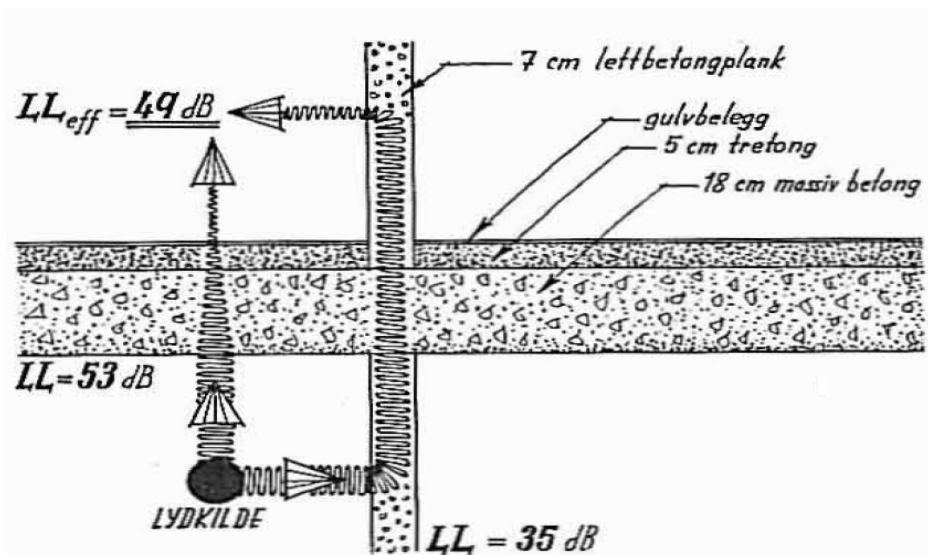
Flanketransmisjon

Flanketransmisjon er lydoverføring via tilstøtende konstruksjonsdeler, vist på figur 75. Dette begrepet brukes om all lydoverføring som ikke går direkte gjennom skillekonstruksjonen. Flanketransmisjon kan forekomme ved utettheter, mekanisk sammenkobling, kanaler og over himlinger. Hvis man skal opprettholde de isolasjonsresultatene man ønsker gjennom en konstruksjonsdel, forutsetter det at den ikke kombineres med andre konstruksjoner av dårligere kvalitet.



Figur 75 - Flanketransmisjon (Norsk treteknisk institutt, 2011).

Figur 76 viser hvordan lyden beveger seg i en konstruksjon fra senderrom til mottakerrom ved flanketransmisjon. Gulvet består av 180 mm massiv betong, etterfulgt av 50 mm tretong og et gulvbelegg. Dette fører til en luftlydisolasjon på 53 dB, men når den tilstøtende lettbetongveggen på 70 mm kun har 35 dB luftlydisolasjon, vil den totale effektive luftlydisolasjonen minke til 49 dB. På denne måten vil det være mulig å ikke klare å opprettholde et krav på isolasjon, selv om en konstruksjonsdel isolerer tilstrekkelig alene.



Figur 76 - Flanketransmisjon (Norges byggforskningsinstitutt, 1962).

Romklang/etterklangstid

Etterklangstid er avgjørende for gode lydforhold. Det kan sammenlignes med et ekko der lyden treffer vegger, tak og gulv. Dette skjer ved at lyden blir reflektert flere ganger i en serie helt til den dør ut. For hver gang lyden blir reflektert fra en flate, vil deler bli absorbert og den resterende lyden vil bli reflektert tilbake i rommet og prosessen gjentas. En lyd regnes som dødd ut når den er redusert i styrke med 60 dB. (Kunnskapsbanken, 2018) Tiden det tar for en vilkårlig lyd fra å starte reflekteringen til den er dødd ut, defineres som etterklangstiden. Lang etterklangstid vil oppfattes som slitsomt og vil redusere taleforståelsen, noe som ikke er gunstig for undervisningslokaler. «NS 8175 Lydforhold i bygninger» inneholder krav til støy og etterklangstid, der flere typer bygg har spesifikke krav. Et klasserom har krav på en etterklangstid på under 0,5 sekunder.

Type brukerområde ^a	Målestørrelse	Klasse A	Klasse B	Klasse C	Klasse D
I undervisningsrom ^b , sløydssal, møterom (se merknad 1) ^f	T (s)	0,4	0,4	0,5	0,6
I trapperom	T (s)	0,6	0,7	0,8	1,0
I større undervisningsrom/auditorium ^d og undervisnings- og personalrom ^e (se merknad 3)	T_h (s)	$0,16 \times h$	$0,16 \times h$	$0,20 \times h$	$0,27 \times h$
I undervisningslandskap ^{b,e}	T (s)	0,3	0,3	0,4	0,5
I undervisningslandskap ^{b,e}	STI	0,80	0,75	0,70	0,60
I gymnastikksal, svømmehall ^c , rom med støyende aktiviteter, fellesareal og korridor	T_h (s)	$0,16 \times h$	$0,16 \times h$	$0,20 \times h$	$0,27 \times h$

Tabell 32 - Lydklasser for bygninger til undervisningsformål (Standard Norge, 2012).

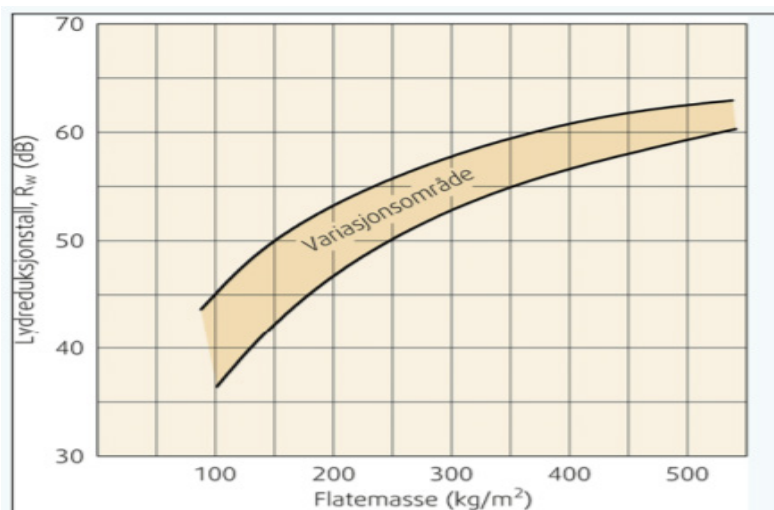
Tabell 32 viser forskjellige krav til etterklangstid for diverse rom med undervisningsformål. Klasse C vil være minstekravet for et lydforhold som tilfredsstillende områder ment for flere personer.

Ved forbedring av etterklangstid er det nødvendig å ikke utsette eksponert masse i form av dekker og vegger mot direkte lyd påkjenninger. For betong er det viktig å ha et belegg på overflaten, da lydbølger vil reflekteres enklere fra direkte kontakt. (Norsk betongforening, u.d.)

6.2.3 Betongens lydegenskaper

Lydgjennomgang og bygningsakustikk er ikke et fremtredende problem for betongkonstruksjoner. Betong er et tungt materiale som er godt isolerende mot vanlig luftlydgjennomgang, på grunn av dens tyngde som gjør den motstandsdyktig mot svingninger. I urbane strøk der det kan være høy forekomst av trafikk, er betong et naturlig og kostnadseffektivt valg for å fjerne støy og skape et godt innemiljø. Betong skjermer spesielt godt mot luftlyd, og gjør dette betydelig bedre enn lettere materialer som tre. (Bygg uten grenser, 2017)

Figur 77 viser sammenheng mellom veid laboratoriemålt lydreduksjonstall R_w og flatemasse for massive konstruksjoner. De feltmålte verdiene er normalt 3-5 dB dårligere avhengig av flankeoverføringsgrad og skaper et variasjonsområde.



Figur 77 - Sammenheng mellom Lydreduksjonstall og flatemasse (Norsk betongforening, u.d.).

Lydreduksjonstallet som er nødvendig for undervisningsformål er 48 dB. Figur 77 viser at 48 dB kan oppnås ved en relativt lav flatemasse. Teoretisk beregnet lydreduksjon for 200 mm betongvegg med flatevekt 480 kg/m^2 er $R_w \approx 60 \text{ dB}$ og for 250 mm betongvegg med flatevekt 600 kg/m^2 $R_w \approx 64 \text{ dB}$ (Betongelement foreningen, 2011). I bæresystemet vil vegger ha en tykkelse på 240 mm, og med trygghet kunne overholde standardens krav om lydreduksjon.

Dekketykkelse [mm]	Forventede lydisolasjonsverdier (dB) ved ulike flanketransmisjon					
	Stor		Middels		Liten	
	R'_{w}	$L'_{n,w}$	R'_{w}	$L'_{n,w}$	R'_{w}	$L'_{n,w}$
200	61	53	62-63	52	64	51
250	63	49	64-68	48-47	68	46

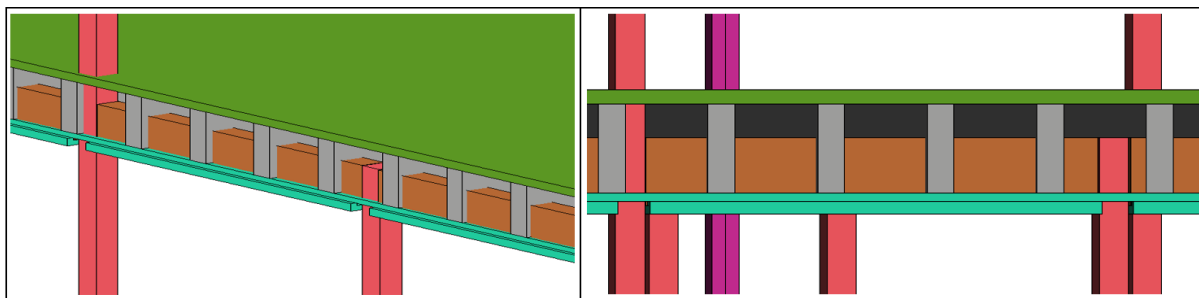
Tabell 33 - Lydisolasjonsverdier ved ulike flanketransmisjon.

Tabell 33 viser lydisolering av to betongdekker. Et dekke på 200 mm vil ha en luftlydisolasjon R'_{w} på 61 dB og et trinnlydsnivå $L'_{n,w}$ på 53 dB med stor flanketransmisjon. I bæresystemet er det et dekke på 240 mm, som ikke vil ha en utfordring med å overholde kravet fra standard på 48 dB reduksjon R'_{w} og 63 dB påført $L'_{n,w}$. Det er hensiktsmessig å ha høy verdi for R'_{w} , og lav verdi for $L'_{n,w}$.

6.2.4 Treets lydegenskap

Tre er et lett materiale med lav densitet, sammenlignet med betong og stål. Dette kan gi flere fordeler når det gjelder dimensjonering av konstruksjonen i seg selv, men når et materiale er lett vil det også lettere kunne settes svingninger i (Norsk treteknisk institutt, 2011). I bygninger der det stilles lydkrav, må tre ofte kombineres med andre materialer for å klare krav til lydisolering. Spesielt trinnlyd i etasjeskillere og flanketransmisjon må tas hensyn til for å unngå sjenerende lyd og støy. Det er nødvendig med kraftige lydisolerende tiltak for bæresystem i tre. I det prosjekterte bæresystemet i tre vil det være lydisolerende plater, isolering og gipsplater.

I dimensjonering av trekonstruksjoner er koblinger i knutepunkt av stor betydning for å hindre forplantning av lyd. Knutepunkt skal dimensjoneres for både lastpåkjenning og bygningsakustikk. Tre som er knyttet direkte til tre vil føre til flanketransmisjon og overføring av vibrasjoner som ender med en svekket bygningsakustikk. Det vil dermed være nødvendig med frikobling mellom vegger og tak for å skape en dobbelkonstruksjon som ivaretar lydkrav. Dette vil påvirke arealer. Alle overganger må samtidig være lufttett for å oppnå god lydisolering (Norsk treteknisk institutt, 2011). I bæresystemet av tre vil etasjeskillere være kritisk i dimensjonering for lyd. De vil ha et vesentlig problem med trinnlyd, som enkelt kan forplante seg ned i etasjer. For å oppnå standardens krav til lydisolering i etasjeskiller av tre, trenger man betydelige mengder lydisolering.



Figur 78 – Etasjeskiller i tre.

Figur 78 viser bæresystemet i tre sin etasjeskiller med lyddempende materiale på overside og underside av bjelkelag. Det vil bli en vesentlig forskjell på den totale tykkelsen for betong- og tredekket. Denne vesentlige forskjellen er et eksempel på de gunstige sidene med å velge betong i en bygningsakustisk dimensjonering. Her vil man med tre være nødt til å ha store tykkelser på dekket og samtidig overholde planløsningens krav til etasjehøyde. Dette fører til et generelt høyere bygg, med tilhørende konstruksjonsmessige utfordringer. Etasjehøyde vil også bli påvirket av nødvendigheten for å ha tekniske føringer under dekket og ikke innfelt i dekkekonstruksjonen.

Lyddempningsegenskapene til tre medfører utfordringer knyttet til et prosjekt av denne størrelsen. Samspill av elementer krever teknisk smarte løsninger, som igjen er ressurs- og tidkrevende. Behovet for kompetanse om knutepunktteknologi knyttet tre vil reduseres ved et bæresystem i betong. Gjennom en svært grunnleggende analyse basert på enkle prinsipper, har betong tilsynelatende lettere for å ivareta standardens krav. Oppsummert vil det foreligge bygningsakustiske utfordringer knyttet til kompleksitet og mengder for bæresystem i tre, som medfører økonomiske, miljømessige og tidsmessige besparelser ved valg av betong.

6.3 Brann

I dimensjonering av bæresystem er det nødvendig å stille krav til sikkerhet ved brann for å redusere sannsynligheten for tap av liv og helse. Det er også viktig å bidra til å ivareta materielle verdier, samt miljø- og samfunnsmessige forhold. Konsekvens av en potensiell brann gjør dette til et viktig sammenligningspunkt.

Felles for begge bæresystem er stålkomponenter, som har dårlige branntekniske egenskaper når de utsettes for høye temperaturer. Den bærende kapasiteten vil halveres ved ca. 500 °C, en temperatur som oppstår allerede etter 7 minutter ved en standard brannutvikling. Stål vil ha nødvendighet for et brannisolerende lag rundt de bærende elementene (Rockwool, u.d.).

For å kunne sammenligne bæresystemene i tre og betong antas brannisolasjonen å være tilstrekkelig for samtlige stålsøyler, da de ses vekk fra under videre sammenligning.

6.3.1 Brannklasse og risikoklasse

Byggverk plasseres i en brannklasse og en risikoklasse, for videre å vurdere til hvilken grad det skal gjøres branndimensjonerende tiltak.

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting.	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare.
1	Ja	Ja	Nei	Ja
2	Ja/Nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Tabell 34 - Risikoklasser.

Tabell 34 viser risikoklasser for byggverk, og skolebygg vil ifølge TEK17 vurderes til risikoklasse 3. (Direktoratet for byggkvalitet, u.d.)

Konsekvens	Liten	Middels	Stor	Særlig stor
Brannklasse	1	2	3	4

Tabell 35 - Brannklasser.

Ut fra konsekvensen en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet, skal byggverk plasseres i brannklasse etter tabell 35. Når konsekvenser ved brann blir særlig store, må byggets brannklasse settes til 4. Dette vil gjelde for høye og kompliserte bygninger, der det vil være krav til tilstrekkelig analyse og dokumentering av branntiltak. Bygninger i risikoklasse 3 med to eller færre etasjer vil likevel kunne plasseres i brannklasse 1 (Direktoratet for byggkvalitet, u.d.).

6.3.2 Bæreevne og stabilitet ved brann

Byggverk skal prosjekteres og utføres i den grad at deler av og byggverket i sin helhet har tilfredsstillende sikkerhet med hensyn på bæreevne og stabilitet. Bæresystemet i byggverk skal kunne opprettholdes i minimum den tiden som er nødvendig for å rømme og redde personer i bygget. Dette vil her være 30 minutter, som vist i tabell 36. (Direktoratet for byggkvalitet, u.d.)

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
	R 30	R 60	R 90 A2-s1, d0
Bærende hovedsystem	[B 30]	[B 60]	[A 90]

Tabell 36 - Nødvendig brannmotstand for bærende hovedsystem.

6.3.3 Brannpåvirkning av betong og tre

Betong

Betong kan ved riktig bruk være en effektiv og sikker måte å forhindre brannspredning på, der den vil fungere som et varig vern mot brann i konstruksjoner. Dette er grunnet betongens gode bestandighet og varighet under høye temperaturer. Enkelte betongkonstruksjoner kan med gode kvaliteter rehabiliteres etter brann, der riving av deler eller hele bæresystemet ikke er nødvendig.

Brannmotstand	Dekketykkelse [mm]	Veggtykkelse / Armeringsdybde [mm]
REI 30	60	120 / 10
REI 60	80	120 / 15
REI 90	100	140 / 25
REI 120	120	160 / 35
REI 180	150	200 / 55
REI 240	175	240 / 75

Tabell 37 - Brannmotstand for dekketykkelser.

Tabell 37 presenterer data fra byggforskseriens blad «520.321» og «520.322». Tabellen viser nødvendig tykkelse av dekker og vegger for å oppnå brannkrav fra 30 minutter til 240 minutter. I bæresystemet er det betongtykkelser på 240 mm, med minimum 35 mm armeringsdybde. Her vil dekket og vegger overholde krav på henholdsvis REI240 og minimum REI120. Dette vil dermed være tilstrekkelig for et REI30 krav for bæresystemet, noe som gjenspeiler betongens gode egenskaper i brann. Det vil derfor ikke være nødvendig å ta noen ytterligere branntekniske beregninger for bærende elementer i betong.

Tre

Bæresystemer av tre er per definisjon brennbar, selv om det brenner forutsigbart og kontrollert. Tre vil brenne i en tilnærmet konstant hastighet, samtidig som det dannes et forkullende lag som beskytter det underliggende trevirket. Dette gjør at bæring og stabilitet i konstruksjonen kan bli opprettholdt. For bærekonstruksjoner i brannklasse 1 vil trekomponenter måtte overholde krav på en 30 minutters brannmotstand og utføres i materiale som tilfredsstillende materialkrav **D-s2, d0(In2)**.

Overflater og kledninger	Brannklasser for tilhørende risikoklasse 1-5		
	1	2	3
Overflater i brannceller som ikke er rømningsvei			
Overflater på vegger og tak i branncelle inntil 200 m ²	D-s2, d0(ln2)	D-s2, d0(ln2)	D-s2, d0(ln2)
Overflate på vegger og tak i branncelle over 200 m ²	D-s2, d0(ln2)	B-s1, d0(ln1)	B-s1, d0(ln1)
Overflate i sjakter og hulrom	B-s1, d0(ln1)	B-s1, d0(ln1)	B-s1, d0(ln1)

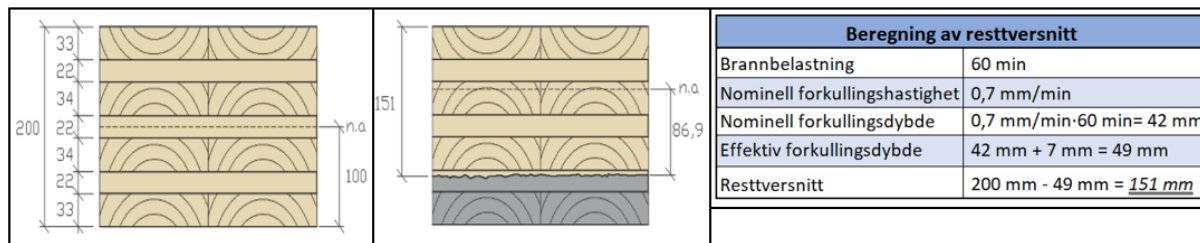
Tabell 38 - Materialkrav for overflater.

Materialkrav vises på tabell 38 og er forklart i tabell 39, der overflater i brannceller vil for brannklasse 1 ha et **D-s2, d0(ln2)** materialkrav (Rockwool, u.d.).

Indikator	Betydning
D	Trematerialets brennbarhet
s2	Røykproduksjon
d0	Mengde brennende dråper/partikler
ln2	Begrensning av brennbart underlag

Tabell 39 - Forklaring av materialkrav.

Eksempler på materiale som overholder dette kravet er massivtre, limtre og trebaserte plater (Trefokus, 2012) (Strømmodden, u.d.).



Figur 79 - Tverrsnitt og medfølgende resttverrsnitt.

Tabell 40 - Beregning av resttverrsnitt.

Figur 79 med tabell 40 viser et eksempel på en 200 mm tykk etasjeskiller av et limt krysslågt trelement som er dimensjonert for å opprettholde bæreevne i 60 minutter (Treteknisk, 2006). Ved brann i tre kan man enkelt regne ut hvor dypt forkullingen går og størrelse på resterende tverrsnitt. I dette tilfellet vil forkullingsdybden gå 49 mm inn i trevirket, og gi et resttverrsnitt på 151 mm. Ifølge nominell forkullingshastighet for massiv- og limtre i oppgavens prosjekt, vil en brannbelastning i 30 minutter medføre en forkullingsdybde på 28 mm, inkludert hjørneeffekt.

Hvis bærende trematerialer innehar kvaliteter som tilfredsstillende kravet **D-s2, d0(ln2)** og har et tilstrekkelig resterende tverrsnitt, vil det besitte tilfredsstillende sikkerhet med hensyn på bæreevne og stabilitet. Dette vil imøtekomme brannkrav i henhold til byggeteknisk forskrift.

Trematerialets forutsigbare nedbrenning gjør det godt egnet til å dimensjoneres for brann. Man kan vurdere risikoen et bæresystem vil ha for å svekkes, og videre dimensjonere størrelsene i den grad at en brannfare ikke vil ha innvirkning på nødvendig bæreevne. Selv med bæresystemet i tre sin kontrollerbarhet i brann vil det være et økt behov for materialmengder, noe som vil medføre økonomisk og miljømessig konsekvens. Betongmaterialet brenner ikke og vil ha overlegne branntekniske egenskaper, da det ikke er antennelig på samme måte eller utgjør like stor risiko som tre. Til stor fordel for begge bæresystemer vil strukturelle elementer og komponenter enkelt kunne dimensjoneres for brann og sikre nødvendig bæreevne og stabilitet.

7 Konklusjon

Hensikten med oppgaven har vært å redegjøre for en grunnleggende dimensjonering av et bæresystem i betong, i tillegg til å belyse ulike relevante kriterier for sammenligning mot et allerede prosjektert bæresystem i tre.

Bæresystemet er opparbeidet til å ha tilstrekkelig kapasitet og bæreevne ifølge eurokoder og norsk standard med nasjonalt tillegg. Det er tatt hensyn til mulig inntreffende lastpåkjenning, og gjort en fundamental seismisk vurdering der utelatelseskriterie er blitt overholdt. Det vil dermed ikke være nødvendig med påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismiske laster. Vurdering og analyse av modell i FEM-Design og beregninger for hånd viser en bærekonstruksjon med gjennomgående bæremessig integritet for betong- og stålkomponenter. Beregninger viser at betongelementer i bæresystemet overholder krav om maksimal armering, minimal armering, forankring, riss, svinn, nedbøyning, samt kapasitet til å bære de påførte lastene.

Sammenligning av klimavennlighet i livsløpsanalysen viser gode resultater med bundet karbonreferanse i klasse A for begge bæresystem. Vesentlige mengdeforskjeller sammen med stor transportavstand for trevirket, vil medføre en direkte konsekvens for treets klimavennlighet. Dette vil være årsak til likestilte resultater for tre og betong. I det totale prosjektet utover bæresystemet vil klimagassutslipp øke betydelig, og det forventes derfor en større miljøpåvirkning for nye Askøy VGS uavhengig av valgt bæresystem.

En bygningsakustisk vurdering viser utfordringer knyttet til bæresystem i tre, der betong vil ha lettere for å ivareta standards krav uten tekniske og ressurskrevende løsninger. Ved dimensjonering for brann vil strukturelle elementer og komponenter i både tre og betong kunne dimensjoneres for brann og sikre nødvendig bæreevne og stabilitet.

Det vil foreligge bygningsakustiske og branndimensjonerende utfordringer knyttet til henholdsvis kompleksitet og mengder for bæresystem i tre. Dette medfører økonomiske, miljømessige og tidsmessige besparelser ved valg av betong.

8 Videre arbeid

Ved utarbeidelse av rapport er det gjort nødvendige antakelser for å ivareta oppgavens tiltenkte rammer. Et mulig videre arbeid vil kunne øke rapportens omfang, der vurderinger og analyser blir redegjort ytterligere.

Det er aktuelle tema som er utelatt fra rapport og vil være av relevans for videreføring av arbeid. Nye Askøy VGS vil som gjennomgått i kapittel 3.3 være lokalisert i et av Norges jordskjelvutsatte områder. I rapporten er det gjort begrunnede antakelser om seismisk klasse som medførte et oppfylt utelatelseskriterie. Det vil likevel kunne være hensiktsmessig å gjennomføre en detaljert og dyptgående seismisk analyse av bærekonstruksjonen, med en konservativ vurdering av høyere seismisk klasse.

Andre tema der ytterligere gjennomgang er av interesse:

- Geoteknisk undersøkelse av underliggende masser
- Dimensjonering av fundament og dekke mot grunn
- Detaljert utredning av pris og lønnsomhet
- Livsløpsanalyse av totalt skoleprosjekt

Referanser

Aarnes, H., 2011. *Planteøkofysiologi - Luftforurensninger, radikaler og planter*, Oslo: Universitetet i Oslo.

AF Gruppen, 2018. *Svinn og volumendring i betong*. s.l.:AF Gruppen.

Artsdatabanken, 2014. *Artsdatabanken.no*. [Internett]

Available at: [Artsdatabanken](https://artsdatabanken.no)

[Funnet 05 April 2020].

Bendix, M., 2009. *treveven.no*. [Internett]

Available at: http://www.treveven.no/data/Attachments/96/10_Sp_rsm_l_og_svar_om_skog.pdf

[Funnet 04 April 2020].

Betongelement foreningen, 2011. *betongelementboka.no*. [Internett]

Available at: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp>

[Funnet 30 Mars 2020].

Bjørnstad, L., 2016. *Forskning.no*. [Internett]

Available at: <https://forskning.no/bygningsmaterialer-klimateknikk/kan-vi-bruke-betong-med-god-klimasamvittighet/379248>

[Funnet 02 April 2020].

Bygg alliansen, u.d. *Byggalliansen.no*. [Internett]

Available at: <https://byggalliansen.no/sertifisering/breem/>

[Funnet 06 April 2020].

Bygg med tre, 2018. *byggmedtre.no*. [Internett]

Available at: <http://byggmedtre.no/byggemateriale.html>

[Funnet 20 April 2020].

Bygg uten grenser, 2017. *Sov godt i et hus av mur og betong*. [Internett]

Available at: <https://www.byggutengrenser.no/2017/07/28/lydisolasjon/>

[Funnet 2020].

Byggeindustrien, 2019. *Bygg.no*. [Internett]

Available at: <http://www.bygg.no/article/1395276>

[Funnet 15 Januar 2020].

Comsol, 2017. *Comsol.com*. [Internett]

Available at: <https://www.comsol.com/multiphysics/mesh-refinement>

[Funnet 02 April 2020].

Direktoratet for byggkvalitet, u.d. *Dibk.no*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2/>

[Funnet 05 Mai 2020].

Epd, 2020. *epd-norge.no*. [Internett]

Available at: https://www.epd-norge.no/?lang=no_NO

[Funnet April 04 2020].

- Fantoft, S., 2018. *KlimaOslo.no*. [Internett]
Available at: <https://www.klimaoslo.no/2018/01/25/bor-i-oslos-hoyeste-studenthus-av-massivtre/>
[Funnet 02 April 2020].
- Focus, u.d. *Focus.no*. [Internett]
Available at: <https://www.focus.no/revit/>
[Funnet Februar 02 2020].
- Fossen og Bungum, H. o. H., 2019. *snl.no*. [Internett]
Available at: https://snl.no/jordskjelv#-Norske_forhold
[Funnet 16 Mars 2020].
- Franzefoss, 2017. *Franzefoss.no*. [Internett]
Available at: <https://www.franzefoss.no/avfallstyper/masser-og-uorganisk-materiale/betong-med-armeringsjern>
[Funnet 06 April 2020].
- Glava, u.d. *Glava.no*. [Internett]
Available at: <https://www.glava.no/bygg/losninger/byggkonstruksjoner/etasjeskillere/betongdekke-med-gulvbelegg-og-lydhimling/>
[Funnet 11 April 2020].
- Glava, u.d. *Glava.no*. [Internett]
Available at: <https://www.glava.no/bygg/losninger/byggkonstruksjoner/etasjeskillere/betongdekke-med-gulvbelegg-og-lydhimling/>
[Funnet 04 Mai 2020].
- Greenbuilt, 2016. *Greenbuilt*. [Internett]
Available at: <https://www.greenbuilt.no/2017/02/20/hva-er-miljøbygg-i-norge/>
[Funnet April 01 2020].
- Greenbuilt, 2018. *Greenbuilt.no*. [Internett]
Available at: <https://www.greenbuilt.no/2017/08/28/er-betong-like-klimavennlig-som-trevirke-om-100-ar-er-allting-glemt/>
[Funnet 01 April 2020].
- Homleid, Å., 2017. *Bygg.no*. [Internett]
Available at: <http://www.bygg.no/article/1323145>
[Funnet 03 April 2020].
- Hordaland fylkeskommune, 2019. *Hordaland.no*. [Internett]
Available at: <https://www.hordaland.no/nn-NO/nyheitsarkiv/2019/askoy-skal-fa-ny-flott-vidaregaande-skule/>
[Funnet 15 Januar 2020].
- Kjensmo, J., 2019. *Snl.no*. [Internett]
Available at: <https://snl.no/eutrofiering>
[Funnet 05 April 2020].
- Kunnskapsbanken, 2018. *Kunnskapsbanken.no*. [Internett]
Available at: <http://www.kunnskapsbanken.net/romakustikk-og-etterklang/>
[Funnet 09 April 2020].

Lca, 2016. *Lca.no*. [Internett]

Available at: <https://lca.no/hva-er-lca/>

[Funnet 03 April 2020].

Lca, u.d. *Lca.no*. [Internett]

Available at: <https://lca.no/miljopavirkninger/>

[Funnet 04 April 2020].

Multiconsult, 2019. *Multiconsult.no*. [Internett]

Available at: <https://www.multiconsult.no/bygger-nytt-pa-askoy-videregaende-skole/>

[Funnet 06 Februar 2020].

Multiconsult, u.d. *Multiconsult.no*. [Internett]

Available at: <https://www.multiconsult.no/karriere/kompetansenettverk/akustikk-2/bygningsakustikk/>

[Funnet 07 April 2020].

NGU, 2019. *ngu.no*. [Internett]

Available at: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/

[Funnet 23 Mars 2020].

Norconsult, 2019. *Fabeko.no*. [Internett]

Available at: https://fabeko.no/assets/5.-Seismiske_Beregninger_tks_v0-1.pdf

[Funnet 22 Mars 2020].

Norges byggforskningsinstitutt, 1962. *Lydisolasjon i betongbygg*, s.l.: Norges byggforskningsinstitutt.

Norsar, 2012. *Jordskjelv.no*. [Internett]

Available at: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>

[Funnet 15 Mars 2020].

Norsar, 2018. *Jordskjelv.no*. [Internett]

Available at: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>

[Funnet Mars 16 2020].

Norsar, 2019. *Norsar.no*. [Internett]

Available at: <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>

[Funnet 26 Mars 2020].

Norsk betongforening, u.d. *betong.net*. [Internett]

Available at: <https://betong.net/wp-content/uploads/5-NBwzzz%3Czxzeb-Betong-og-milj%C3%B8-%E2%80%93-lydegenskaper.pdf>

[Funnet 12 April 2020].

Norsk standard, 2015. *NS-EN-1993 - Prosjektering av stålkonstruksjoner*. s.l.: Norsk standard.

Norsk stål, 2015. *Norskstål.no*. [Internett]

Available at: <https://norskstaa.no/gronnere-stalproduksjon-i-dag/>

[Funnet 03 April 2020].

Norsk treteknisk institutt, 2011. *Treteknisk.no*. [Internett]

Available at: <http://treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-36.pdf>

[Funnet 07 April 2020].

One click LCA, 2018. *desk.zoho.eu*. [Internett]

Available at: <https://desk.zoho.eu/portal/oneclicklca/kb/articles/impact-assessment-categories>
[Funnet 06 April 2020].

Rockwool, u.d. *Rockwool.no*. [Internett]

Available at: http://download.rockwool.no/media/17736/brann_og_lydisolering_ROCKWOOL.pdf
[Funnet 05 Mai 2020].

Rockwool, u.d. *Rockwool.no*. [Internett]

Available at: <https://www.rockwool.no/konstruksjoner/brannsikring/brannsikring-av-stal/>
[Funnet 05 Mai 2020].

Sjodin, B., 2016. *Machine Design*. [Internett]

Available at: <https://www.machinedesign.com/3d-printing-cad/fea-and-simulation/article/21832072/whats-the-difference-between-fem-fdm-and-fvm>
[Funnet 01 April 2020].

Standard Norge , 2009. *NS-EN 1991-1-4 Vindlaster*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 1998. *NS-EN-1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1991-1-3 Snølaster*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2012. *NS 8175:2012 Lydforhold i bygninger*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2015. *Standard.no*. [Internett]

Available at: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/ns-en-1990-grunnlag-for-prosjektering-av-konstruksjoner/>
[Funnet 22 Februar 2020].

Standard Norge, 2016. *NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. s.l.:Standard Norge.

Standard Norge, 2018. *NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner*. s.l.:Standard Norge.

Store norske leksikon, 2007. *snl.no*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/betong>
[Funnet 28 Januar 2020].

Store norske leksikon, 2019. *Kryp - Konstruksjonsteknikk*. [Internett]

Available at: https://snl.no/kryp_-_konstruksjonsteknikk
[Funnet 31 Mars 2020].

StruSoft, 2019. *StruSoft.com*. [Internett]

Available at: <https://strusoft.com/products/fem-design>
[Funnet 16 April 2020].

Strømodden, J., u.d. *Brannsikkerhetsstrategi TEK 17*, s.l.: Brapro.

The constructor, 2014. *Reinforced concrete slab castin-work procedure*. [Internett]

Available at: <https://theconstructor.org/concrete/slab-casting-work-procedure/1656/>
[Funnet 28 Januar 2020].

Trefokus, 2012. *Trefokus.no*. [Internett]

Available at: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/37-Tre-og-brann.pdf>

[Funnet Mai 05 2020].

Treteknisk, 2006. *Treteknisk.no*. [Internett]

Available at: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf>

[Funnet 04 Mai 2020].

Tveit, E., 2019. *Mjøstårnet* [Intervju] (26 Mars 2019).

Tyler Ley, 2019. *youtube.com*. [Internett]

Available at: <https://www.youtube.com/watch?v=guozDnLjwo8>

[Funnet 01 April 2020].

Østfold forskning, 2018. *betongelement.no*. [Internett]

Available at:

https://www.betongelement.no/contentassets/9906952a7dca4687800858e63b50a73a/notat_lca-review_20180120.pdf

[Funnet 05 April 2020].

Vedleggsliste

Vedlegg A – Fra kapittel 3.....	iii
Vedlegg A1 – Vindlastrappport fra OS-Lastberegning.....	iii
Vedlegg A2 – Snølastrappport fra OS-Lastberegning.....	vii
Vedlegg B – Fra kapittel 4.....	viii
Vedlegg B1 – Plan 00.....	viii
Vedlegg B2 – Plan 01.....	ix
Vedlegg B3 – Plan 02.....	x
Vedlegg B4 – Plan 03.....	xi
Vedlegg B5 – Plan 04.....	xii
Vedlegg B6 – Takplan.....	xiii
Vedlegg B7 – Kontroll av TV.SN krefter. Bjelke 600x1500.....	xiv
Vedlegg B8 – Kontroll av TV.SN krefter. Bjelke 300x500.....	xv
Vedlegg B9 – Kontroll av TV.SN krefter. Bjelker 300x700.....	xvi
Vedlegg B10 – Kontroll av TV.SN krefter. Søyler 600x800.....	xvii
Vedlegg B11 – Kontroll av TV.SN krefter. Søyler 500x500.....	xviii
Vedlegg B12 – Kontroll av TV.SN krefter. HUP150x150x6.....	xix
Vedlegg C – Fra kapittel 5.1.....	xx
Vedlegg C1 – Bjelke 600x1500.....	xx
Vedlegg C2 – Bjelke 300x700.....	xxviii
Vedlegg C3 – Bjelke 300x500.....	xxxvi
Vedlegg C4 – Armeringstegning: Bjelke 600x1500.....	xliv
Vedlegg C5 – Armeringstegning: Bjelke 300x700.....	xlv
Vedlegg C6 – Armeringstegning: Bjelke 300x500.....	xlv
Vedlegg C7 – Bøyeliste: Bjelke 600x1500.....	xlvi
Vedlegg C8 – Bøyeliste: Bjelke 300x700.....	xlvi
Vedlegg C9 – Bøyeliste: Bjelke 300x500.....	xlvii
Vedlegg C10 – E-Bjelkerapport 600x1500.....	xlviii
Vedlegg C11 – K-Bjelkerapport 600x1500.....	liii
Vedlegg D – Fra kapittel 5.2.....	lix
Vedlegg D1 – Søyler 600x800.....	lix
Vedlegg D2 – Søyler 500x500.....	lxvii
Vedlegg D3 – Armeringstegning: Søyler 600x800.....	lxxv
Vedlegg D4 – Armeringstegning: Søyler 500x500.....	lxxv

Vedlegg D5 – Bøyeliste: Søyler 600x800.....	lxxvi
Vedlegg D6 – MN-Diagram 0,7.....	lxxvii
Vedlegg D7 – MN-Diagram 0,8.....	lxxviii
Vedlegg D8 – Søyler HUP150x150x6	lxxix
Vedlegg E – Fra kapittel 5.3	lxxxiii
Vedlegg E1 – Torsjonsmoment i dekket.....	lxxxiii
Vedlegg F – Fra kapittel 6.1.1	lxxxiv
Vedlegg F1 – Resultatfordeling etter livssyklusstadium.....	lxxxiv

Vedlegg A – Fra kapittel 3

Vedlegg A1 – Vindlastrapport fra OS-Lastberegning

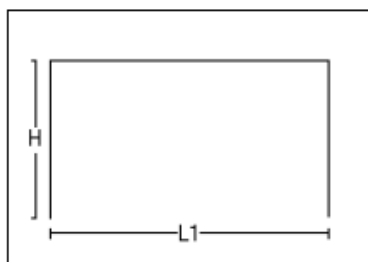
Tittel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 31-01-2020

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.5 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 9600 mm

L1 34000 mm

Byggets lengde, L2: 103000 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: $h_p/h=0,025$

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Askøy Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 50,5 Calt: 1

Returperiode (år): 50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 26 m/s

Høyde Z over grunnivået: 9,6 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategrori III: Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder.

Terrengkategrorfaktoren K_t : 0,22 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,3 Z_{min} (m): 8 V_m (m/s): 19,82 C_r : 0,76

OVERGANGSONE

Terrengkategrori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Terrengkategrorfaktoren K_t : 0,17 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,01 Z_{min} (m): 2 V_m (m/s): 30,35 C_r : 1,17

Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategroriendring X_b (m): 920

Overgangsefaktoren $C_s(X_b)$: 1,21 $V_m(z)$: 24, (lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

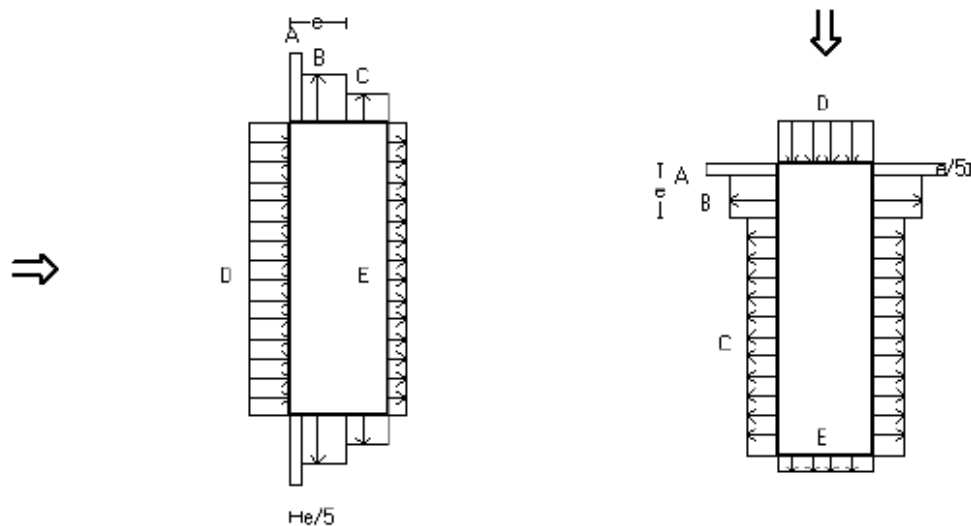
V_{kast} : 36,58 m/s

Q_{kast} : 0,836 kN/m²

Titel			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 31-01-2020

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=19200$ mm

Vindretning 90 grader. $e=19200$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,31
Utvendig last (kN/m ²)	-1,00	-0,67	-0,42	0,59	-0,26
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,31
Utvendig last (kN/m ²)	-1,17	-0,92	-0,42	0,84	-0,26
Utrekning (mm)	3840	15360	14800	10300	10300
				0	0

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,00	-0,67	-0,42	0,59	-0,25
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,17	-0,92	-0,42	0,84	-0,25
Utrekning (mm)	3840	15360	83800	34000	34000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,25	0,17

Titel			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 31-01-2020

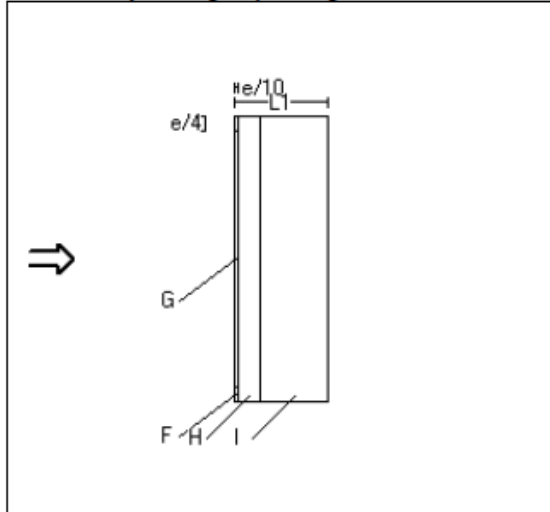
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=34000 mm L2=103000 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



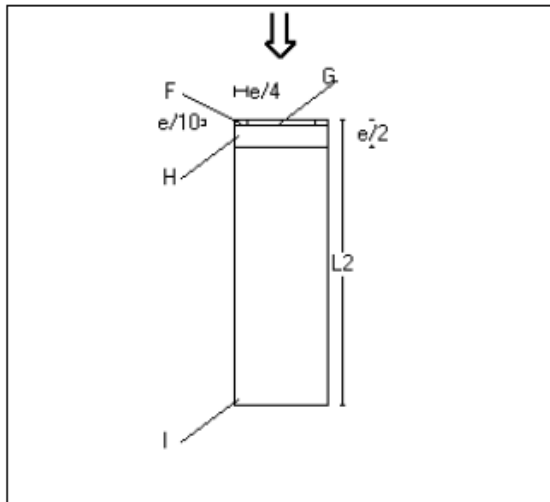
Utstrekning (mm)

e=19200

e/4=4800

e/10=1920

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,60	-1,34	4800x1920
G	-1,10	-0,92	93400x1920
H	-0,70	-0,59	103000x7680
I	+/-0,20	+/-0,17	103000x24400



Utstrekning (mm)

e=19200

e/4=4800

e/10=1920

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,60	-1,34	4800x1920
G	-1,10	-0,92	24400x1920
H	-0,70	-0,59	34000x7680
I	+/-0,20	+/-0,17	34000x93400

Titel			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 31-01-2020

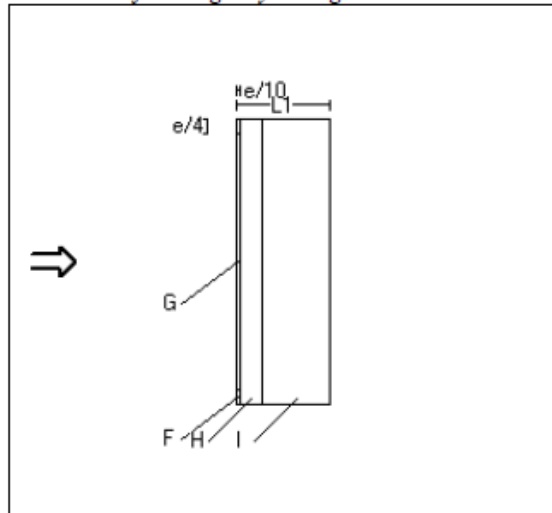
Taktype: Flatt tak

L1=34000 mm L2=103000 mm

$C_{pe,1}$ Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



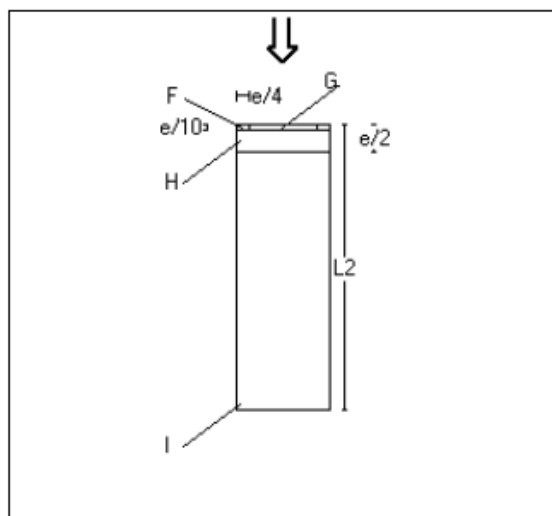
Utstrekning (mm)

e=19200

e/4=4800

e/10=1920

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,20	-1,84	4800x1920
G	-1,80	-1,51	93400x1920
H	-1,20	-1,00	103000x7680
I	+/-0,20	+/-0,17	103000x24400



Utstrekning (mm)

e=19200

e/4=4800

e/10=1920

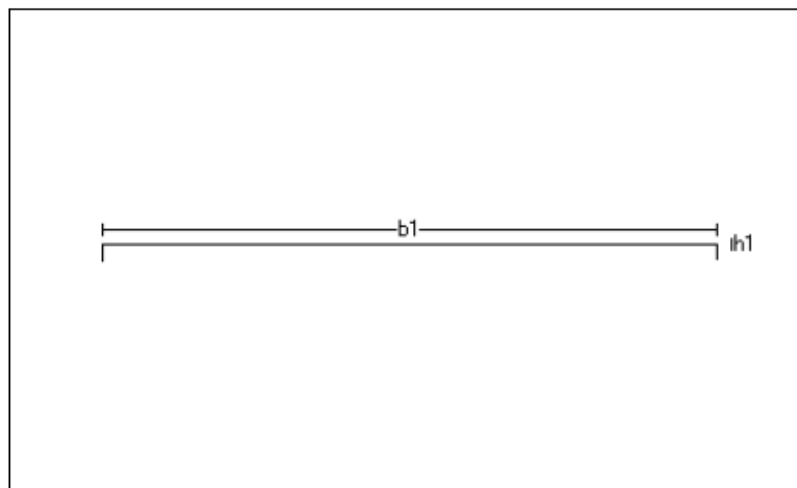
	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,20	-1,84	4800x1920
G	-1,80	-1,51	24400x1920
H	-1,20	-1,00	34000x7680
I	+/-0,20	+/-0,17	34000x93400

Vedlegg A2 – Snølastrapport fra OS-Lastberegning

Titel			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 31-01-2020

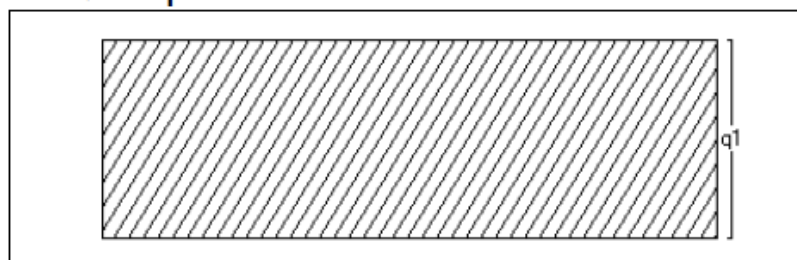
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.5 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

1. Geometri



b1 34000 mm
h1 0 mm

2. Snølast på tak



Last nr.:1
q1 1,20 kN/m2

3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Askøy
Sted	Søre Myrane 13
Byggets plassering (moh)	51 moh
Eksponeeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	1,5 kN/m2

Vedlegg B2 – Plan 01



Prosjekt	11.20.2013 M.A.	Skole		
Rev.	Skrevet	Dato	Rev.	Skrevet

Rev.	Skrevet	Rev.	Skrevet	Rev.	Skrevet

Prosjektgruppe:

- hlm HORDALAND
- hlm HORDALAND
- hlm HORDALAND
- hlm HORDALAND
- hlm HORDALAND
- hlm HORDALAND

hlm
SMEDS
VIG

LOKALISERINGSDIAGRAM

Phase: Samspillsfase

HORDALAND FYLKESKOMMUNE

CONSTRUCTA
Bygghelse

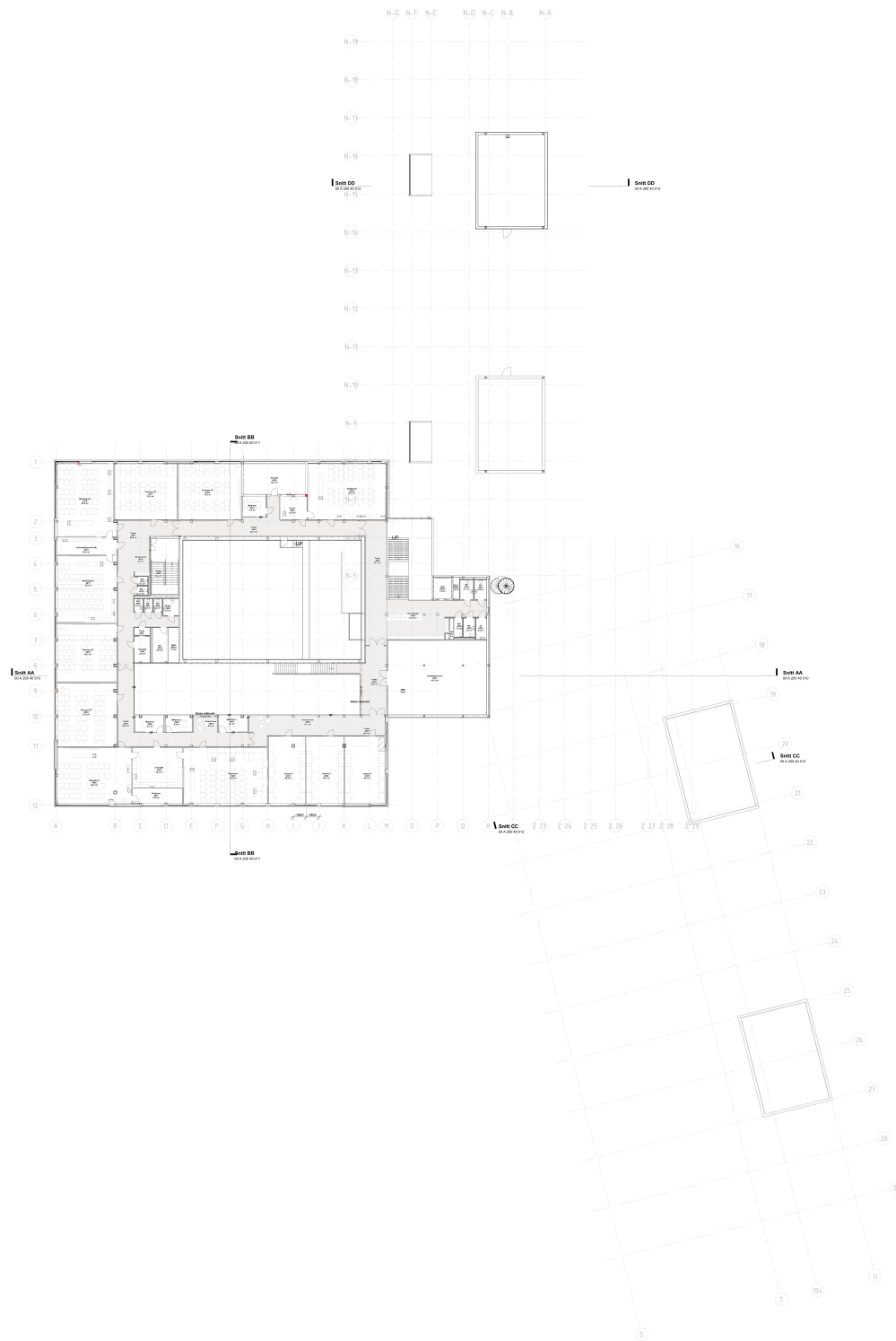
Tittel: Askøy Videregående Skole

Plan 01

1.200

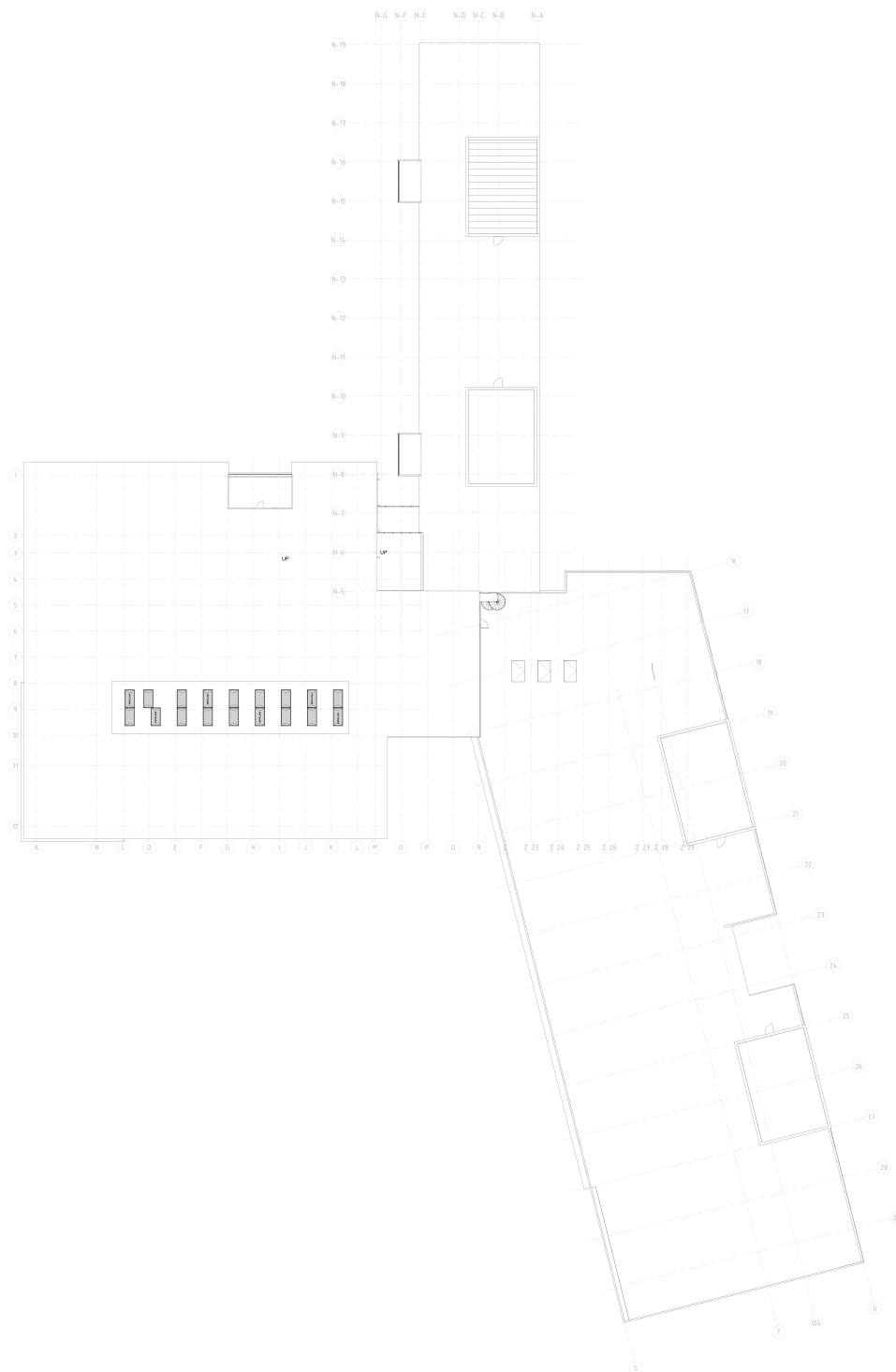
Rev.	Skrevet	Rev.	Skrevet	Rev.	Skrevet

Vedlegg B5 – Plan 04



Rev.	Beskrivelse	Dato	Sign.	Kategori												
Prosjektgruppe: <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td><input checked="" type="checkbox"/> HLM - Hordaland fylkeskommune</td> <td>47 85 00 00</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> HLM - SMEDS VIG</td> <td>47 85 00 00</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT</td> <td>47 85 00 00</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT</td> <td>47 85 00 00</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT</td> <td>47 85 00 00</td> </tr> <tr> <td><input type="checkbox"/> HLM - KVA</td> <td></td> </tr> </table>					<input checked="" type="checkbox"/> HLM - Hordaland fylkeskommune	47 85 00 00	<input type="checkbox"/> HLM - SMEDS VIG	47 85 00 00	<input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT	47 85 00 00	<input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT	47 85 00 00	<input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT	47 85 00 00	<input type="checkbox"/> HLM - KVA	
<input checked="" type="checkbox"/> HLM - Hordaland fylkeskommune	47 85 00 00															
<input type="checkbox"/> HLM - SMEDS VIG	47 85 00 00															
<input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT	47 85 00 00															
<input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT	47 85 00 00															
<input type="checkbox"/> HLM - MULTIBOLT	47 85 00 00															
<input type="checkbox"/> HLM - KVA																
Lokaliseringsfigur:																
Fase: Samspillefase																
HORDALAND FYLKESKOMMUNE																
CONSTRUCTA Entreprenør AS																
Askøy Videregående Skole																
Plan 04																
n04																
XX																

Vedlegg B6 – Takplan



Rev:	Revisjon:	Utskr:	Blatt:	Kvalitet:										
<table border="1"> <tr> <td>Navn:</td> <td>Prosjekt:</td> <td>Byggherrens referanse:</td> <td>Byggherrens referanse:</td> <td>Byggherrens referanse:</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>XX</td> </tr> </table>					Navn:	Prosjekt:	Byggherrens referanse:	Byggherrens referanse:	Byggherrens referanse:					XX
Navn:	Prosjekt:	Byggherrens referanse:	Byggherrens referanse:	Byggherrens referanse:										
				XX										
Prosjektgruppe: <input checked="" type="radio"/> ANS: HJØRRENTOR <input type="radio"/> LUKK: HJØRRENTOR <input type="radio"/> RE: MATKOMBI <input type="radio"/> RE: MATKOMBI <input type="radio"/> RE: MATKOMBI <input type="radio"/> RE: MATKOMBI <input type="radio"/> RE: MATKOMBI <input type="radio"/> RE: MATKOMBI														
LOKALISERINGSGRUBB 														
Fase: Samspillfase														
Tittel: Askøy Videregående Skole Plan Takplan														
<table border="1"> <tr> <td>Opprørt:</td> <td>06/28/19</td> </tr> <tr> <td>Revisjon:</td> <td>1:200</td> </tr> <tr> <td>Skala:</td> <td>1:200</td> </tr> <tr> <td>Blatt:</td> <td>005</td> </tr> <tr> <td>Blatt:</td> <td>XX</td> </tr> </table>					Opprørt:	06/28/19	Revisjon:	1:200	Skala:	1:200	Blatt:	005	Blatt:	XX
Opprørt:	06/28/19													
Revisjon:	1:200													
Skala:	1:200													
Blatt:	005													
Blatt:	XX													

Vedlegg B7 – Kontroll av TV.SN krefter. Bjelke 600x1500

Tar konservativt ikke med vindlast ettersom den er oppadrettet.

$$egenvekt_{tak} := 1.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$antatt_{bredde} := 600 \text{ mm}$$

$$snølast := 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$antatt_{høyde} := 1500 \text{ mm}$$

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$lb := 7.2 \text{ m}$$

$$L := 20.5 \text{ m}$$

$$egenvekt_{bjelke} := \rho_{betong} \cdot antatt_{bredde} \cdot antatt_{høyde} = 22.5 \frac{kN}{m}$$

$$lf_{egen} := 1.2$$

$$lf_{nytte} := 1.5$$

$$qtot := (egenvekt_{tak} \cdot lf_{egen} + snølast \cdot lf_{nytte}) \cdot lb + egenvekt_{bjelke} \cdot lf_{egen} = 48.6 \frac{kN}{m}$$

$$Med := \frac{qtot \cdot L^2}{8} = 2553 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Med_{FEM} := 2421 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ved := \frac{qtot \cdot L}{2} = 498 \text{ kN}$$

$$Ved_{FEM} := 496 \text{ kN}$$

$$prosent_{Med} := \frac{Med_{FEM}}{Med} = 94.8\%$$

$$prosent_{Ved} := \frac{Ved_{FEM}}{Ved} = 99.6\%$$

Vedlegg B8 – Kontroll av TV.SN krefter. Bjelke 300x500

Tar konservativt ikke med vindlast ettersom den er oppadrettet.

$$\text{egenvekt_tak} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{antatt_bredde} := 300 \text{ mm}$$

$$\text{snølast} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{antatt_høyde} := 500 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$lb := 5.5 \text{ m}$$

$$L := 3.6 \text{ m}$$

$$\text{egenvekt_bjelke} := \rho_{\text{betong}} \cdot \text{antatt_bredde} \cdot \text{antatt_høyde} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$lf_E := 1.2$$

$$lf_N1 := 1.5$$

$$q_{\text{tot}} := (\text{egenvekt_tak} \cdot lf_E + \text{snølast} \cdot lf_N1) \cdot lb + \text{egenvekt_bjelke} \cdot lf_E = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Med := \frac{q_{\text{tot}} \cdot L^2}{8} = 34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Med_FEM := 32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ved := \frac{q_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 38 \text{ kN}$$

$$Ved_FEM := 41 \text{ kN}$$

$$\text{prosent_Med} := \frac{Med_FEM}{Med} = 94.1\%$$

$$\text{prosent_Ved} := \frac{Ved_FEM}{Ved} = 108.5\%$$

Vedlegg B9 – Kontroll av TV.SN krefter. Bjelker 300x700

$$egenvekt_{tak} := 1.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$antatt_{bredde} := 300 \text{ mm}$$

$$snølast := 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$antatt_{høyde} := 700 \text{ mm}$$

$$Vind := 0.17 \frac{kN}{m^2}$$

$$lb := 6.5 \text{ m}$$

$$L := 7.2 \text{ m}$$

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

Redusere lb og L grunnet nærliggende vegger som vil ta opp litt av lastarealet.

$$egenvekt_{bjelke} := \rho_{betong} \cdot antatt_{bredde} \cdot antatt_{høyde} = 5.25 \frac{kN}{m}$$

$$lf_E := 1.2$$

$$lf_{N1} := 1.5$$

$$lf_{N2} := 1.05$$

$$qtot := (egenvekt_{tak} \cdot lf_E + snølast \cdot lf_{N1} + Vind \cdot lf_{N2}) \cdot lb + egenvekt_{bjelke} = 25.91 \frac{kN}{m}$$

$$Med := \frac{qtot \cdot L^2}{8} = 168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Med_{FEM} := 155 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ved := \frac{qtot \cdot L}{2} = 93 \text{ kN}$$

$$Ved_{FEM} := 93 \text{ kN}$$

$$prosent_{Med} := \frac{Med_{FEM}}{Med} = 92.3\%$$

$$prosent_{Ved} := \frac{Ved_{FEM}}{Ved} = 99.7\%$$

Vedlegg B10 – Kontroll av TV.SN krefter. Søyler 600x800

$$egenvekt_{tak} := 1.0 \frac{kN}{m^2}$$

$$antatt_{bredde} := 600 \text{ mm}$$

$$snølast := 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$antatt_{høyde} := 800 \text{ mm}$$

$$\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$H := 8.6 \text{ m}$$

Det må også tas hensyn til egenvekt av bjelker som er innenfor dette lastarealet og søylens egenvekt.

$$egenvekt_{bjelkelagx} := \rho_{betong} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot 7.2 \text{ m} = 37.8 \text{ kN}$$

$$egenvekt_{bjelkelagy} := \rho_{betong} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1500 \text{ mm} \cdot 15 \cdot \text{m} = 337.5 \text{ kN}$$

$$egenvekt_{søyle} := \rho_{betong} \cdot antatt_{bredde} \cdot antatt_{høyde} \cdot H = 103.2 \text{ kN}$$

$$Etot := egenvekt_{bjelkelagx} + egenvekt_{bjelkelagy} + egenvekt_{søyle} = 478.5 \text{ kN}$$

Med Lastfaktorer

$$lf_E := 1.35$$

$$lf_{N1} := 1.05 \quad lf_{N2} := 1.05$$

$$Nytte_{Last} := (egenvekt_{tak} \cdot lf_E + snølast \cdot lf_{N1}) \cdot 210 \cdot m^2 = 548.1 \text{ kN}$$

$$Egen_{Last} := Etot \cdot lf_E = 646 \text{ kN}$$

$$Ned := Nytte_{Last} + Egen_{Last} = 1194.1 \text{ kN}$$

$$Ned_{FEM} := 1272 \text{ kN}$$

$$Prosent_{Ned} := \frac{Ned_{FEM}}{Ned} = 106.5\%$$

Vedlegg B11 – Kontroll av TV.SN krefter. Søyler 500x500

$$\text{egenvekt_tak} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{antatt_bredde} := 500 \text{ mm}$$

$$\text{snølast} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{antatt_høyde} := 500 \text{ mm}$$

$$\text{Kat_C} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$H := 8.6 \text{ m}$$

$$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$lb1 := 7.2 \text{ m} \quad lh1 := 7.2 \text{ m}$$

$$lb2 := 3.6 \text{ m} \quad lh2 := 3.6 \text{ m}$$

$$la1 := lb1 \cdot lh1 = 51.84 \text{ m}^2$$

$$la2 := lb2 \cdot lh2 = 12.96 \text{ m}^2$$

Det må også tas hensyn til egenvekt av bjelker og dekker som er innenfor lastarealer, med nyttelast og søylens egenvekt.

$$\text{egenvekt_bjelkelagx} := \rho_{\text{betong}} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot lb1 = 37.8 \text{ kN}$$

$$\text{egenvekt_bjelkelagy} := \rho_{\text{betong}} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot lh1 = 37.8 \text{ kN}$$

$$\text{egenvekt_dekke} := \rho_{\text{betong}} \cdot 240 \text{ mm} \cdot la2 = 77.76 \text{ kN}$$

$$\text{egenvekt_søyle} := \rho_{\text{betong}} \cdot \text{antatt_bredde} \cdot \text{antatt_høyde} \cdot H = 53.75 \text{ kN}$$

$$\text{Etot} := \text{egenvekt_bjelkelagx} + \text{egenvekt_bjelkelagy} + \text{egenvekt_søyle} + \text{egenvekt_dekke} = 207.11 \text{ kN}$$

Med Lastfaktorer

$$lf_E := 1.2$$

$$lf_{N1} := 1.5 \quad lf_{N2} := 1.05$$

$$\text{Nytte_Last} := (\text{egenvekt_tak} \cdot lf_E + \text{snølast} \cdot lf_{N2}) \cdot la1 + \text{Kat_C} \cdot lf_{N2} \cdot la2 = 195.566 \text{ kN}$$

$$\text{Egen_Last} := \text{Etot} \cdot lf_E = 248.5 \text{ kN}$$

$$\text{Ned} := \text{Nytte_Last} + \text{Egen_Last} = 444.1 \text{ kN}$$

$$\text{Ned_FEM} := 442 \text{ kN}$$

$$\text{Prosent_Ned} := \frac{\text{Ned_FEM}}{\text{Ned}} = 99.5\%$$

Vedlegg B12 – Kontroll av TV.SN krefter. HUP150x150x6

$$\text{egenvekt_tak} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{antatt_bredde} := 150 \text{ mm}$$

$$\text{snølast} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{Vind} := 0.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{antatt_høyde} := 150 \text{ mm}$$

$$\text{Kat_C} := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{antatt_tykkelse} := 6 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \qquad H := 8.6 \text{ m}$$

$$lb1 := 7.2 \text{ m} \quad lh1 := 4.3 \text{ m} \qquad lb2 := 7.2 \text{ m} \quad lh2 := 4.3 \text{ m}$$

$$la1 := lb1 \cdot lh1 = 30.96 \text{ m}^2 \qquad la2 := lb2 \cdot lh2 = 30.96 \text{ m}^2$$

Det må også tas hensyn til egenvekt av bjelker og dekker som er innenfor lastarealer, med nyttelast og søylens egenvekt.

$$\text{egenvekt_bjelkelagx} := \rho_{\text{betong}} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot lb1 = 37.8 \text{ kN}$$

$$\text{egenvekt_bjelkelagy} := \rho_{\text{betong}} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot lh1 = 22.575 \text{ kN}$$

$$\text{egenvekt_dekke} := \rho_{\text{betong}} \cdot 240 \text{ mm} \cdot la2 = 185.76 \text{ kN}$$

$$\text{egenvekt_søyle} := 26 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot H = 2.194 \text{ kN}$$

$$\text{Etot} := \text{egenvekt_bjelkelagx} + \text{egenvekt_bjelkelagy} + \text{egenvekt_søyle} + \text{egenvekt_dekke} = 248.329 \text{ kN}$$

Med Lastfaktorer

$$lf_E := 1.2$$

$$lf_N1 := 1.5 \qquad lf_N2 := 1.05$$

$$\text{Nytte_Last} := (\text{egenvekt_tak} \cdot lf_E + (\text{snølast} + \text{Vind}) \cdot lf_N2) \cdot la1 + \text{Kat_C} \cdot lf_N2 \cdot la2 = 244.228 \text{ kN}$$

$$\text{Egen_Last} := \text{Etot} \cdot lf_E = 298 \text{ kN}$$

$$\text{Ned} := \text{Nytte_Last} + \text{Egen_Last} = 542.2 \text{ kN}$$

$$\text{Ned_FEM} := 527 \text{ kN}$$

$$\text{Prosent_Ned} := \frac{\text{Ned_FEM}}{\text{Ned}} = 97.2\%$$

Vedlegg C – Fra kapittel 5.1

All beregning i henhold til «NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner».

Vedlegg C1 – Bjelke 600x1500

$MedOK := 190 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Fra FEM–design	$b := 600 \text{ mm}$ $h := 1500 \text{ mm}$
$MedUK := 2421 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Fra FEM–design	$spennvidde := 20500 \text{ mm}$
$Ved := 496 \text{ kN}$	Fra FEM–design	$utkrager := 1850 \text{ mm}$
$MedSLSUK := 1548 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Fra FEM–design	

Input

$$overdekning := 42 \text{ mm} \quad \text{Største } \emptyset + \Delta dev \quad \text{Tabell NA4.4N} \quad \text{NA.4.4.1.3}$$

$$av := 32 \text{ mm} \quad 8.2.(2)$$

$$b\oyle := 16 \text{ mm}$$

$$fck := 35 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Tab 3.1}$$

$$fyk := 500 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad 3.2.2.(3)$$

$$diameterOK := 32 \text{ mm} \quad lagOK := 1 \quad anOK := 2 \cdot diameterOK = 64 \text{ mm} \quad 8.2.(2)$$

$$diameterUK := 32 \text{ mm} \quad lagUK := 2 \quad anUK := 2 \cdot diameterUK = 64 \text{ mm} \quad 8.2.(2)$$

Generelt

$$fcd := 0.85 \cdot \frac{fck}{1.5} = 20 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad 3.2.6.(1)$$

$$fyd := \frac{fyk}{1.15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Figur 3.8}$$

$$AjernOK := \pi \cdot \left(\frac{diameterOK}{2} \right)^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$AjernUK := \pi \cdot \left(\frac{diameterUK}{2} \right)^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$d := h - overdekning - b\oyle - diameterUK - av \cdot (lagUK - 1) = 1378 \text{ mm}$$

$$h' := d - overdekning - b\oyle - \frac{diameterOK}{2} = 1304 \text{ mm}$$

$$Mcd := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d^2 = 6214 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$zUK := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{MedUK}{Mcd} \right) \cdot d = 1287 \text{ mm} \quad zOK := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{MedOK}{Mcd} \right) \cdot d = 1371 \text{ mm}$$

Strekkarmering

$$asw_{OK} := \frac{Med_{OK}}{fyd \cdot z_{OK}} = 319 \text{ mm}^2$$

$$asw_{UK} := \frac{Med_{UK}}{fyd \cdot z_{UK}} = 4327 \text{ mm}^2$$

$$Antalljern_{OK} := \frac{asw_{OK}}{Ajern_{OK}} = 0.4$$

$$Antalljern_{OK} := 2$$

I hvert hjørne.

$$Antalljern_{UK} := \frac{asw_{UK}}{Ajern_{UK}} = 5.38$$

$$Antalljern_{UK} := 7$$

For å begrense riss.

Trykkarmering

$$\Delta Med_{OK} := Med_{OK} - M_{cd} = -6024 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta Med_{UK} := Med_{UK} - M_{cd} = -3793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Blir ikke nødvendig med trykkarmering ettersom ΔMed_{UK} og ΔMed_{OK} er negative. Betongen har tilstrekkelig kapasitet alene. Det vil uansett bli lagt armering i OK.

Skjærarmering

$$\alpha_{cw} := 1 \cdot \frac{1}{N} \text{ Ingen forspenning}$$

NA.6.2.3.(3)

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 \frac{N}{\text{mm}^2} - \frac{f_{cd}}{250} \right) = 0.552 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

NA.6.2.2.(6)

$$\Theta_{deg} := 21.8 \text{ Fagverkswinkel}$$

NA.6.2.3.(2)

$$\Theta_{rad} := \frac{(\Theta_{deg} \cdot \pi)}{180} = 0.38$$

NA.6.2.3.(2)

$$z_v := z_{UK} = 1287 \text{ mm}$$

$$V_{rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z_v \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + \tan(\Theta_{rad})} \right) = 2917 \text{ kN}$$

NA.6.2.1.(1)

NA.6.2.3.(3)

$V_{rd,max} > V_{ed} \Rightarrow$ Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \left(\frac{b_{\phi y l e}}{2} \right)^2 = 402 \text{ mm}^2$$

NA.6.2.3.(3)

$$S_{bøyleavstand} := \frac{Asw \cdot zv \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta rad)}}{Ved} = 1134 \text{ mm}$$

$$S_{bøyleavstand} := 300 \text{ mm}$$

Forankring

Standarden har 3 krav til forankring der krav-1 er MÅ-krav, men krav-2 og krav-3 er BØR-krav.

$$f_{ørstekrav} := 0.5 \cdot Ved \cdot \frac{1}{\tan(\Theta rad)} = 620 \text{ kN}$$

Skjærkraft tatt opp i lengdearmering.

9.2.1.4

$$andrekraft := 0.25 \cdot AntalljernUK \cdot AjernUK \cdot f_{yd} = 612 \text{ kN}$$

25% av armering i felt.

9.2.1.4

$$tredjekraft := \frac{0.15 \cdot MedUK}{zUK} = 282 \text{ kN}$$

15% av feltmomentet

Forankrer for første krav

$$forankringslengde1 := 258 \text{ mm}$$

Bjelken er fritt opplagt på 600x800 og 600x600 søyler. Velger konservativt forankringslengde. 300 minus overdekning.

$$forankringslengde2 := forankringslengde1 = 258 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{\text{mm}^{\frac{4}{3}}}{\text{N}^{\frac{2}{3}}} \right) \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.273 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Beregningsmessig heft mellom armering og betong.

Tab 3.1

$$\eta_{1UK} := 1 \quad \text{Utstøpningsforhold og hydrostatisk poretrykk i UK}$$

8.4.2.(2)

$$\eta_{1OK} := 0.7 \quad \text{Reduksjonsfaktor, lavere hydrostatisk poretrykk i OK}$$

8.4.2.(2)

$$\eta_2 := 1 \quad \text{Ø32 eller mindre}$$

8.4.2.(2)

$$f_{bdOK} := \eta_2 \cdot \eta_{1OK} \cdot 2.25 \cdot f_{ctd} = 2.005 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.4.2.(2)

$$fbdUK := \eta_2 \cdot \eta_{1UK} \cdot 2.25 \cdot fctd = 2.865 \frac{N}{mm^2} \quad 8.4.2.(2)$$

$$srd := \left(\frac{4 \cdot \text{forankringslengde1} \cdot fbdUK \cdot \text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}}{\text{diameterUK}} \right) \quad 8.4.3.(2)$$

$$srd = 520 \text{ kN}$$

$$\Delta ftd := \text{førstekrav} - srd = 100 \text{ kN}$$

Legger inn 3 forankringsjern i form av stående endebøyler.

$$\text{antallforankringsjern} := 3$$

$$\text{forankringsjern} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{\text{forankringsjern}} := \pi \cdot \left(\frac{\text{forankringsjern}}{2} \right)^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$f_{sdjern} := f_{yd} \cdot A_{\text{forankringsjern}} = 49 \text{ kN}$$

$$fsd := f_{sdjern} \cdot \text{antallforankringsjern} = 148 \text{ kN}$$

OK! Etersom $fsd > \Delta ftd$

$$\text{ForankringslengdeUK} := \frac{f_{sdjern} \cdot \text{forankringsjern}}{4 \cdot fbdUK \cdot A_{\text{forankringsjern}}} = 455 \text{ mm} \quad 8.4.3.(2)$$

$$\text{ForankringslengdeOK} := \frac{f_{sdjern} \cdot \text{forankringsjern}}{4 \cdot fbdOK \cdot A_{\text{forankringsjern}}} = 650 \text{ mm} \quad 8.4.3.(2)$$

$$f_{tb} := f_{yd} \cdot A_{\text{forankringsjern}} = 49 \text{ kN} \quad 8.3.(3)$$

$$ab := \text{overdekning} + \frac{\text{forankringsjern}}{2} = 48 \text{ mm} \quad 8.3.(3)$$

Regner ut minste dordiamter jernet kan bøyes om for å unngå bøyeriss i stang eller brudd i betongen der jernet bøyes.

8.3.(1)

$$\text{dordiam} := \frac{f_{tb} \cdot \left(\frac{1}{ab} + \frac{1}{2 \cdot \text{forankringsjern}} \right)}{f_{cd}} = 155 \text{ mm}$$

Tabell 8.1N(a)

Rissviddekontroll

Eksponeringsklasse er XC3 og kontrollerer i lastifelle "tilnærmet permanent".

Tab 7.1N

$$c_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.N

$$k_c := \frac{\text{overdekning}}{c_{mindur}} = 1.68$$

NA.7.3.1.(5)

$$W_{max} := (0.3 \cdot \text{mm}) \cdot k_c = 0.504 \text{ mm}$$

Tab 7.1N

Riss forekommer over tid. Kryp er en vesentlig faktor for rissviddeberegning, og vil defineres ut ifra forhold som betongtverrsnitt, betongtype, relativ luftfuktighet og tidspunkt ved avlastning (Standard Norge, 2018). Kryp er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning (Store norske leksikon, 2019), og kryptallet vil i denne oppgaven forenkles til 2,4. Brukes videre for å finne den effektive E-modulen.

Figur 3.1

$$\phi_{\infty to} := 2.4$$

Figur 3.1

$$E_{cm} := 34000 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$E_{stål} := 200000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.7.(4)

$$E_{effbetong} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{\infty to}} = ? \frac{N}{\text{mm}^2}$$

7.4.3.(5)

$$r_1 := \frac{E_{stål}}{E_{effbetong}} \cdot \frac{\text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}}{b \cdot d} = 0.136$$

$$\alpha := (r_1^2 + 2 \cdot r_1)^{\frac{1}{2}} - r_1 = 0.403$$

Spenningsstilstanden til stålet er i stadium II. Det vil si at spenningen i dette intervallet varierer lineært med konstant stigningstall.

7.3.4.(2)

$$\sigma_s := \frac{M_{edSLSUK}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d \cdot \text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}} = 231 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

7.3.4.(2)

$$k_t := 0.4 \quad \text{Langtidslast.}$$

7.3.4.(2)

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.21 \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$\alpha_e := \frac{E_{stål}}{E_{cm}} = 5.882$$

7.3.4.(2)

7.4.3.(6)

Ingen spennarmering og kan forenkle ρ_{eff} . Beregningsmessig trenger en det effektive arealet av betongtrekksonen som omgir armeringen. Dette arealet kan finnes ved med å multiplisere bredden på tv.sn med minste verdien for h_{eff} .

7.3.4.(2)

$$h_{eff1} := 2.5 \cdot (h - d) = 305 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$h_{eff2} := \frac{h - (\alpha \cdot d)}{3} = 315 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$h_{eff3} := \frac{h}{2} = 750 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$h_{eff} := h_{eff1} = 305 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{eff} = 183000 \text{ mm}^2$$

7.3.2.(3)

$$\rho_{peff} := \frac{\text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}}{A_{c,eff}} = 0.031$$

7.3.2.(3)

$$\varepsilon_{sm_ecm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{peff})}{E_{stål}} = 9.06 \cdot 10^{-4}$$

7.3.4.(2)

Senteravstanden er mindre enn $5(\text{overdekning} + \phi/2)$. Dvs at S_r, \max kan utregnes, avhengig av noen konstanter.

7.3.4.(2)

Figur 7.2

$$k_1 := 0.6 \quad \text{Lengdearmering med god heft.}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(2)

$$k_2 := 0.45 \quad \text{Bøyning}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(3)

$$k_3 := 3.4 \quad \text{Spenningsvariabel}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(5)

$$k_4 := 0.425 \quad \text{Spenningsbegrensning}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(5)

$$Sr.max := k3 \cdot overdekning + k1 \cdot k2 \cdot k3 \cdot k4 \cdot \frac{w_{ultimativ} \cdot \rho_{eff}}{\rho_{eff}} = 548.631 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

$$Wk := Sr.max \cdot \varepsilon_{sm_ecm} = 0.497 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

$$Wmax = 0.504 \text{ mm}$$

Ettersom $Wk < Wmax$. Risskontroll OK!

Nedbøyning

Nedbøyning kontrolleres også i lasttilfellet "tilnærmet permanent", ettersom konsekvens av nedbøyning omhandler brukskrav og estetiske krav (Standard Norge, 2018). Nedbøyning er tidsavhengig og vil dermed være avhengig av den effektive E-modulen til betongen. Den effektive E-modulen settes lik som for rissberegninger.

NS – EN – 1990
Tab. NA.A1(904)

Figur 3.1

$$\eta_f := \frac{E_{stål}}{E_{effbetong}} = 20 \quad 7.4.3.(6)$$

$$I_{tv.sn.risset} := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (1.105 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad 7.4.3.(6)$$

$$nedbøyning := \frac{MedSLSUK \cdot spennvidde^2}{E_{effbetong} \cdot I_{tv.sn.risset} \cdot \eta_f} = 29 \text{ mm}$$

$$Krav := \frac{spennvidde}{250} = 82 \text{ mm} \quad 7.4.1.(4)$$

$$Tillatt_overhøyde := \frac{spennvidde}{250} = 82 \text{ mm} \quad 7.4.1.(4)$$

Ikke nødvendig å støpe med overhøyde. Kontroll av nedbøyning OK!

Max og Min krav – Armering

$$As.minLengde1 := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 1380 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(1)

$$AsminLengde2 := 0.0013 \cdot b \cdot d = 1075 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(1)

$$As.maxLengde := 0.04 \cdot b \cdot d = 33072 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(3)

$$As.bruktOK := AntalljernOK \cdot AjernOK + AntalljernUK \cdot AjernUK = 7238 \text{ mm}^2$$

OK!

$$minste_stangdiameter_lengde := 10 \text{ mm}$$

NA 9.5.(1)

$$diameterUK = 32 \text{ mm}$$

$$diameterOK = 32 \text{ mm}$$

OK!

$$Si.max := 0.6 \cdot h' = 782.4 \text{ mm}$$

NA 9.2.2.(6)

$$Sb\oyleavstand = 300 \text{ mm}$$

OK!

$$As.maxLengde := 0.04 \cdot b \cdot d = 33072 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(3)

NA 9.5.2.(3)

$$As.bruktOK := AntalljernOK \cdot AjernOK + AntalljernUK \cdot AjernUK = 7238 \text{ mm}^2$$

Beregninger med brutto betongs tv.sn OK!

Vedlegg C2 – Bjelke 300x700

$$MedUK := 155 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM–design

$$b := 300 \text{ mm} \quad h := 700 \text{ mm}$$

$$Ved := 93 \text{ kN}$$

Fra FEM–design

$$\text{spennvidde} := 8700 \text{ mm}$$

$$MedSLSUK := 85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM–design

Input

$$\text{overdekning} := 35 \text{ mm} \quad C_{\text{min,dur}} + \Delta_{\text{dev}}$$

Tabell NA4.4N

NA.4.4.1.3

$$a_v := 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

$$b_{\text{øyle}} := 12 \text{ mm}$$

$$f_{ck} := 35 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{yk} := 500 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.2.(3)

$$\text{diameterOK} := 16 \text{ mm} \quad \text{lagOK} := 1$$

$$a_{\text{nOK}} := 2 \cdot \text{diameterOK} = 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

$$\text{diameterUK} := 16 \text{ mm} \quad \text{lagUK} := 2$$

$$a_{\text{nUK}} := 2 \cdot \text{diameterUK} = 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

Generelt

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 20 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.6.(1)

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Figur 3.8

$$A_{\text{jernOK}} := \pi \cdot \left(\frac{\text{diameterOK}}{2} \right)^2 = 201 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{jernUK}} := \pi \cdot \left(\frac{\text{diameterUK}}{2} \right)^2 = 201 \text{ mm}^2$$

$$d := h - \text{overdekning} - b_{\text{øyle}} - \text{diameterUK} - a_v \cdot (\text{lagUK} - 1) = 605 \text{ mm}$$

$$h' := d - \text{overdekning} - b_{\text{øyle}} - \frac{\text{diameterOK}}{2} = 550 \text{ mm}$$

$$M_{cd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 599 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{UK} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{MedUK}{M_{cd}} \right) \cdot d = 578 \text{ mm}$$

Strekkarmering

$$asw_{UK} := \frac{Med_{UK}}{fyd \cdot z_{UK}} = 616 \text{ mm}^2$$

$$Antalljern_{UK} := \frac{asw_{UK}}{Ajern_{UK}} = 3.07 \quad Antalljern_{UK} := 4 \quad \text{For å begrense riss.}$$

$$Antalljern_{OK} := 2 \quad \text{I hvert hjørne.}$$

Trykkarmering

$$\Delta Med_{UK} := Med_{UK} - Mcd = -444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bli ikke nødvendig med trykkarmering ettersom ΔMed_{UK} er negativ. Betongen har nok kapasitet alene. Det vil uansett bli lagt S&F armering i OK.

Skjærarmering

$$\alpha_{cw} := 1 \cdot \frac{1}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \quad \text{Ingen forspenning} \quad \text{NA.6.2.3.(3)}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 \frac{N}{\text{mm}^2} - \frac{fcd}{250} \right) = 0.552 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{NA.6.2.2.(6)}$$

$$\Theta_{deg} := 21.8 \quad \text{Fagverksvinkel} \quad \text{NA.6.2.3.(2)}$$

$$\Theta_{rad} := \frac{(\Theta_{deg} \cdot \pi)}{180} = 0.38 \quad \text{NA.6.2.3.(2)}$$

$$z_v := z_{UK} = 578 \text{ mm}$$

$$V_{rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z_v \cdot v_1 \cdot fcd \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + (\tan(\Theta_{rad}))} \right) = 655 \text{ kN} \quad \text{NA.6.2.1.(1)}$$
$$\text{NA.6.2.3.(3)}$$

$V_{rd,max} > V_{ed} \Rightarrow$ Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \left(\frac{b\phi_{yle}}{2} \right)^2 = 226 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.6.2.3.(3)}$$

$$S_{\text{bøyleavstand}} := \frac{A_{sw} \cdot z_v \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_{rad})}}{V_{ed}} = 1529 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bøyleavstand}} := 300 \text{ mm}$$

Forankring

Standarden har 3 krav til forankring der krav-1 er MÅ-krav, men krav-2 og krav-3 er BØR-krav.

$$f_{\text{ørstekrav}} := 0.5 \cdot V_{ed} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} = 116 \text{ kN}$$

Skjærkraft tatt opp i lengdearmring.

9.2.1.4

$$a_{\text{ndrekrav}} := 0.25 \cdot \text{AntalljernUK} \cdot A_{\text{jernUK}} \cdot f_{yd} = 87 \text{ kN}$$

25% av armering i felt.

9.2.1.4

$$t_{\text{redjekrav}} := \frac{0.15 \cdot M_{edUK}}{z_{UK}} = 40 \text{ kN}$$

15% av feltmomentet

Forankrer for første krav. Bjelken er fritt opplagt på 500x500 søyler i begge ender.

$$f_{\text{orankringslengde1}} := \frac{500 \text{ mm}}{2} - \text{overdekning} = 215 \text{ mm}$$

$$f_{\text{orankringslengde2}} := f_{\text{orankringslengde1}} = 215 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{\text{mm}^{\frac{4}{3}}}{N^{\frac{2}{3}}} \right) \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right) = 3.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.273 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Beregningsmessig heft mellom armering og betong

Tab 3.1

$$\eta_{1UK} := 1 \quad \text{Utstøpningsforhold og hydrostatisk poretrykk i UK}$$

8.4.2.(2)

$$\eta_{1OK} := 0.7 \quad \text{Reduksjonsfaktor, lavere hydrostatisk poretrykk i OK}$$

8.4.2.(2)

$$\eta_2 := 1 \quad \text{Ø32 eller mindre}$$

8.4.2.(2)

$$f_{bdOK} := \eta_2 \cdot \eta_{1OK} \cdot 2.25 \cdot f_{ctd} = 2.005 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.4.2.(2)

$$fbdUK := \eta_2 \cdot \eta_{1UK} \cdot 2.25 \cdot fctd = 2.865 \frac{N}{mm^2} \quad 8.4.2.(2)$$

$$srd := \left(\frac{4 \cdot forankringslengde1 \cdot fbdUK \cdot AntalljernUK \cdot AjernUK}{diameterUK} \right) \quad 8.4.3.(2)$$

$$srd = 124 \text{ kN}$$

$$\Delta ftd := \text{førstekrav} - srd = -8 \text{ kN}$$

Ettersom $\Delta ftd < 0$, er det ikke beregningsmessig behov for forankringsarmering. Legger uansett inn 3 forankringsjern, i form av stående endebøyler.

$$antallforankringsjern := 3$$

$$forankringsjern := 12 \text{ mm}$$

$$Aforankringsjern := \pi \cdot \left(\frac{forankringsjern}{2} \right)^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$fsdjern := fyd \cdot Aforankringsjern = 49 \text{ kN}$$

$$fsd := fsdjern \cdot antallforankringsjern = 148 \text{ kN}$$

Kapasiteten til forankringsjern = fsd

$$ForankringslengdeUK := \frac{fsdjern \cdot forankringsjern}{4 \cdot fbdUK \cdot Aforankringsjern} = 455 \text{ mm} \quad 8.4.3.(2)$$

$$ForankringslengdeOK := \frac{fsdjern \cdot forankringsjern}{4 \cdot fbdOK \cdot Aforankringsjern} = 650 \text{ mm} \quad 8.4.3.(2)$$

$$ftb := fyd \cdot Aforankringsjern = 49 \text{ kN} \quad 8.3.(3)$$

$$ab := \text{overdekning} + \frac{forankringsjern}{2} = 41 \text{ mm} \quad 8.3.(3)$$

Regner ut minste dordiamter jernet kan bøyes om for å unngå bøyeriss i stang eller brudd i betongen der jernet bøyes.

$$dordiam := \frac{ftb \cdot \left(\frac{1}{ab} + \frac{1}{2 \cdot forankringsjern} \right)}{fcd} = 164 \text{ mm} \quad \text{Tabell 8.1N(a)} \quad 8.3.(1)$$

Rissviddekontroll

Eksponeringsklasse er XC3 og kontrollerer i lastifelle "tilnærmet permanent".

Tab 7.1N

$$c_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.N

$$k_c := \frac{\text{overdekning}}{c_{mindur}} = 1.4$$

NA.7.3.1.(5)

$$W_{max} := (0.3 \cdot \text{mm}) \cdot k_c = 0.42 \text{ mm}$$

Tab 7.1N

Riss forekommer over tid. Kryp er en vesentlig faktor for rissviddeberegning, og vil defineres ut ifra forhold som betongtverrsnitt, betongtype, relativ luftfuktighet og tidspunkt ved avlastning (Standard Norge, 2018). Kryp er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning (Store norske leksikon, 2019), og kryptallet vil i denne oppgaven forenkles til 2,4. Brukes videre for å finne den effektive E-modulen.

Figur 3.1

$$\phi_{\infty to} := 2.4$$

Figur 3.1

$$E_{cm} := 34000 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$E_{stål} := 200000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.7.(4)

$$E_{effbetong} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{\infty to}} = 10000 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

7.4.3.(5)

$$r_1 := \frac{E_{stål}}{E_{effbetong}} \cdot \frac{\text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}}{b \cdot d} = 0.089$$

$$\alpha := \left(r_1^2 + 2 \cdot r_1 \right)^{\frac{1}{2}} - r_1 = 0.342$$

Spenningstilstanden til stålet er i stadium II. Det vil si at spenningen i dette intervallet varierer lineært med konstant stigningstall.

7.3.4.(2)

$$\sigma_s := \frac{M_{edSLSUK}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d \cdot \text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}} = 197 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

7.3.4.(2)

$$k_t := 0.4 \quad \text{Langtidslast.}$$

7.3.4.(2)

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.21 \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$\alpha_e := \frac{E_{stål}}{E_{cm}} = 5.882$$

7.3.4.(2)

7.4.3.(6)

Ingen spennarmering og kan forenkle ρ_{eff} . Beregningsmessig trenger en det effektive arealet av betongtrekksonen som omgir armeringen. Dette arealet kan finnes ved med å multiplisere bredden på tv.sn med minste verdien for h_{ceff} .

7.3.4.(2)

$$h_{ceff1} := 2.5 \cdot (h - d) = 237.5 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$h_{ceff2} := \frac{h - (\alpha \cdot d)}{3} = 164 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$h_{ceff3} := \frac{h}{2} = 350 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$h_{ceff} := h_{ceff2} = 164 \text{ mm}$$

7.3.2.(3)

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{ceff} = 49333 \text{ mm}^2$$

7.3.2.(3)

$$\rho_{peff} := \frac{\text{AntalljernUK} \cdot A_{jernUK}}{A_{c,eff}} = 0.016$$

7.3.2.(3)

$$\varepsilon_{sm_ecm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{peff})}{E_{stål}} = 5.54 \cdot 10^{-4}$$

7.3.4.(2)

Senteravstanden er mindre enn $5(\text{overdekning} + \phi/2)$. Dvs at Sr_{max} kan utregnes, avhengig av noen konstanter.

7.3.4.(2)

Figur 7.2

$$k_1 := 0.6 \quad \text{Lengdearmering med god heft.}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(2)

$$k_2 := 0.45 \quad \text{Bøyning}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(3)

$$k_3 := 3.4 \quad \text{Spenningsvariabel}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(5)

$$k_4 := 0.425 \quad \text{Spenningsbegrensning}$$

7.3.4.(2)

NA.7.2(5)

$$Sr.max := k3 \cdot overdekning + k1 \cdot k2 \cdot k3 \cdot k4 \cdot \frac{diameterUK}{\rho \cdot peff} = 501.91 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

$$Wk := Sr.max \cdot \varepsilon_{sm_cm} = 0.28 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

$$Wmax = 0.42 \text{ mm}$$

Ettersom $Wk < Wmax$. Risskontroll OK!

Nedbøyning

Nedbøyning kontrolleres også i lasttilfellet "tilnærmet permanent", ettersom konsekvens av nedbøyning omhandler brukskrav og estetiske krav (Standard Norge, 2018). Nedbøyning er tidsavhengig og vil dermed være avhengig av den effektive E-modulen til betongen. Den effektive E-modulen settes lik som for rissberegninger.

NS – EN – 1990
Tab. NA.A1(904)

Figur 3.1

$$\eta_f := \frac{E_{stål}}{E_{effbetong}} = 20 \quad 7.4.3.(6)$$

$$Itv.sn.risset := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (3.435 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad 7.4.3.(6)$$

$$nedbøyning := \frac{MedSLSUK \cdot spennvidde^2}{E_{effbetong} \cdot Itv.sn.risset \cdot \eta_f} = 9 \text{ mm}$$

$$Krav := \frac{spennvidde}{250} = 34.8 \text{ mm} \quad 7.4.1.(4)$$

$$Tillatt_overhøyde := \frac{spennvidde}{250} = 34.8 \text{ mm} \quad 7.4.1.(4)$$

Ikke nødvendig å støpe med overhøyde. Kontroll av nedbøyning OK!

Max og Min krav – Armering

$$As.minLengde1 := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 303 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(1)

$$AsminLengde2 := 0.0013 \cdot b \cdot d = 236 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(1)

$$As.maxLengde := 0.04 \cdot b \cdot d = 7260 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(3)

$$As.bruktOK := AntalljernOK \cdot AjernOK + AntalljernUK \cdot AjernUK = 1206 \text{ mm}^2$$

OK!

$$minste_stangdiameter_lengde := 10 \text{ mm}$$

NA 9.5.(1)

$$diameterUK = 16 \text{ mm}$$

$$diameterOK = 16 \text{ mm}$$

OK!

$$Si.max := 0.6 \cdot h' = 330 \text{ mm}$$

NA 9.2.2.(6)

$$Sbøyleavstand = 300 \text{ mm}$$

OK!

$$As.maxLengde := 0.04 \cdot b \cdot d = 7260 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(3)

NA 9.5.2.(3)

$$As.bruktOK := AntalljernOK \cdot AjernOK + AntalljernUK \cdot AjernUK = 1206 \text{ mm}^2$$

Beregninger med brutto betongs tv.sn OK!

Vedlegg C3 – Bjelke 300x500

$$MedUK := 32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design

$$b := 300 \text{ mm} \quad h := 500 \text{ mm}$$

$$Ved := 41 \text{ kN}$$

Fra FEM-design

$$spennvidde := 3600 \text{ mm}$$

$$MedSLSUK := 17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design

Input

$$overdekning := 35 \text{ mm} \quad C_{min,dur} + \Delta dev$$

Tabell NA4.4N

NA.4.4.1.3

$$av := 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

$$b\oyle := 12 \text{ mm}$$

$$fck := 35 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$fyk := 500 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.2.(3)

$$diameterOK := 16 \text{ mm} \quad lagOK := 1$$

$$anOK := 2 \cdot diameterOK = 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

$$diameterUK := 16 \text{ mm} \quad lagUK := 1$$

$$anUK := 2 \cdot diameterUK = 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

Generelt

$$fcd := 0.85 \cdot \frac{fck}{1.5} = 20 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.6.(1)

$$fyd := \frac{fyk}{1.15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Figur 3.8

$$AjernOK := \pi \cdot \left(\frac{diameterOK}{2} \right)^2 = 201 \text{ mm}^2$$

$$AjernUK := \pi \cdot \left(\frac{diameterUK}{2} \right)^2 = 201 \text{ mm}^2$$

$$d := h - overdekning - b\oyle - diameterUK - av \cdot (lagUK - 1) = 437 \text{ mm}$$

$$h' := d - overdekning - b\oyle - \frac{diameterOK}{2} = 382 \text{ mm}$$

$$Mcd := 0.275 \cdot fcd \cdot b \cdot d^2 = 312 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$zUK := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{MedUK}{Mcd} \right) \cdot d = 429 \text{ mm}$$

Strekkarmering

$$asw_{UK} := \frac{Med_{UK}}{fyd \cdot z_{UK}} = 171 \text{ mm}^2$$

$$Antalljern_{UK} := \frac{asw_{UK}}{Ajern_{UK}} = 0.85 \quad Antalljern_{UK} := 2 \quad \text{I hvert hjørne.}$$

$$Antalljern_{OK} := 2 \quad \text{I hvert hjørne.}$$

Trykkarmering

$$\Delta Med_{UK} := Med_{UK} - M_{cd} = -280 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Blir ikke nødvendig med trykkarmering ettersom ΔMed_{UK} er negativ. Betongen har nok kapasitet alene. Det vil uansett bli lagt S&F armering i OK.

Skjærarmering

$$\alpha_{cw} := 1 \cdot \frac{1}{N} \quad \text{Ingen forspenning} \quad \text{NA.6.2.3.(3)}$$

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{N}{mm^2} - \frac{f_{cd}}{250} \right) = 0.552 \frac{N}{mm^2} \quad \text{NA.6.2.2.(6)}$$

$$\Theta_{deg} := 21.8 \quad \text{Fagverkswinkel} \quad \text{NA.6.2.3.(2)}$$

$$\Theta_{rad} := \frac{(\Theta_{deg} \cdot \pi)}{180} = 0.38 \quad \text{NA.6.2.3.(2)}$$

$$z_v := z_{UK} = 429 \text{ mm}$$

$$V_{rd,max} := \alpha_{cw} \cdot b \cdot z_v \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + (\tan(\Theta_{rad}))} \right) = 487 \text{ kN} \quad \begin{matrix} \text{NA.6.2.1.(1)} \\ \text{NA.6.2.3.(3)} \end{matrix}$$

$V_{rd,max} > V_{ed} \Rightarrow$ Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \left(\frac{b_{\text{øyle}}}{2} \right)^2 = 226 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.6.2.3.(3)}$$

$$S_{\text{bøyleavstand}} := \frac{A_{sw} \cdot z_v \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_{rad})}}{V_{ed}} = 2575 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bøyleavstand}} := 200 \text{ mm}$$

Forankring

Standarden har 3 krav til forankring der krav-1 er MÅ-krav, men krav-2 og krav-3 er BØR-krav.

$$f_{\text{ørstekrav}} := 0.5 \cdot V_{\text{ed}} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_{\text{rad}})} = 51 \text{ kN}$$

Skjærkraft tatt opp
i lengdearmring.

9.2.1.4

$$f_{\text{andrekraft}} := 0.25 \cdot \text{AntalljernUK} \cdot A_{\text{jernUK}} \cdot f_{\text{yd}} = 44 \text{ kN}$$

25% av armering i felt.

9.2.1.4

$$f_{\text{redjerkraft}} := \frac{0.15 \cdot M_{\text{edUK}}}{z_{\text{UK}}} = 11 \text{ kN}$$

15% av feltmomentet

Forankrer for første krav. Bjelken er fritt opplagt på 400x400 søyler i begge ender.

$$f_{\text{orankringslengde1}} := \frac{400 \text{ mm}}{2} - \text{overdekning} = 165 \text{ mm}$$

$$f_{\text{orankringslengde2}} := f_{\text{orankringslengde1}} = 165 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ctm}} := 0.3 \cdot f_{\text{ck}}^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{\text{mm}^{\frac{4}{3}}}{N^{\frac{2}{3}}} \right) \cdot \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right) = 3.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{\text{ctk}} := 0.7 \cdot f_{\text{ctm}} = 2.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

$$f_{\text{ctd}} := 0.85 \cdot \frac{f_{\text{ctk}}}{1.5} = 1.273 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Beregningsmessig heft
mellom armering og
betong

Tab 3.1

$$\eta_{1\text{UK}} := 1 \quad \text{Utstøpningsforhold og hydrostatisk poretrykk i UK}$$

8.4.2.(2)

$$\eta_{1\text{OK}} := 0.7 \quad \text{Reduksjonsfaktor, lavere hydrostatisk poretrykk i OK}$$

8.4.2.(2)

$$\eta_2 := 1 \quad \text{Ø32 eller mindre}$$

8.4.2.(2)

$$f_{\text{bdOK}} := \eta_2 \cdot \eta_{1\text{OK}} \cdot 2.25 \cdot f_{\text{ctd}} = 2.005 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.4.2.(2)

$$f_{\text{bdUK}} := \eta_2 \cdot \eta_{1\text{UK}} \cdot 2.25 \cdot f_{\text{ctd}} = 2.865 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.4.2.(2)

$$s_{\text{rd}} := \left(\frac{4 \cdot f_{\text{orankringslengde1}} \cdot f_{\text{bdUK}} \cdot \text{AntalljernUK} \cdot A_{\text{jernUK}}}{\text{diameterUK}} \right)$$

8.4.3.(2)

$$srd = 48 \text{ kN}$$

$$\Delta ftd := \text{førstekrav} - srd = 4 \text{ kN}$$

Legger uansett inn 3 forankringsjern i form av stående endebøyler. Det vil da være tilstrekkelig kapasitet.

$$\text{antallforankringsjern} := 3$$

$$\text{forankringsjern} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{\text{forankringsjern}} := \pi \cdot \left(\frac{\text{forankringsjern}}{2} \right)^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$f_{sdjern} := f_{yd} \cdot A_{\text{forankringsjern}} = 49 \text{ kN}$$

$$f_{sd} := f_{sdjern} \cdot \text{antallforankringsjern} = 148 \text{ kN}$$

Kapasiteten til forankringsjernene = f_{sd}

$$\text{ForankringslengdeUK} := \frac{f_{sdjern} \cdot \text{forankringsjern}}{4 \cdot f_{bdUK} \cdot A_{\text{forankringsjern}}} = 455 \text{ mm}$$

8.4.3.(2)

$$\text{ForankringslengdeOK} := \frac{f_{sdjern} \cdot \text{forankringsjern}}{4 \cdot f_{bdOK} \cdot A_{\text{forankringsjern}}} = 650 \text{ mm}$$

8.4.3.(2)

$$f_{tb} := f_{yd} \cdot A_{\text{forankringsjern}} = 49 \text{ kN}$$

8.3.(3)

$$ab := \text{overdekning} + \frac{\text{forankringsjern}}{2} = 41 \text{ mm}$$

8.3.(3)

Regner ut minste dordiamter jernet kan bøyes om for å unngå bøyeriss i stang eller brudd i betongen der jernet bøyes.

8.3.(1)

$$d_{ordiam} := \frac{f_{tb} \cdot \left(\frac{1}{ab} + \frac{1}{2 \cdot \text{forankringsjern}} \right)}{f_{cd}} = 164 \text{ mm}$$

Tabell 8.1N(a)

Rissviddekontroll

Eksponeeringsklasse er XC3 og kontrolleres i lastifelle "tilnærmet permanent".

Tab 7.1N

$$c_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

NA.4.4.N

$$k_c := \frac{\text{overdekning}}{c_{mindur}} = 1.4$$

NA.7.3.1.(5)

$$W_{max} := (0.3 \cdot mm) \cdot kc = 0.42 \text{ mm}$$

Tab 7.1N

Riss forekommer over tid. Kryp er en vesentlig faktor for rissviddeberegning, og vil defineres ut ifra forhold som betongtverrsnitt, betongtype, relativ luftfuktighet og tidspunkt ved avlastning (Standard Norge, 2018). Kryp er en tidsavhengig deformasjon i et materiale på grunn av ytre belastning (Store norske leksikon, 2019), og kryptallet vil i denne oppgaven forenkles til 2,4. Brukes videre for å finne den effektive E-modulen.

Figur 3.1

$$\phi_{\infty to} := 2.4$$

Figur 3.1

$$E_{cm} := 34000 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$E_{stål} := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

3.2.7.(4)

$$E_{effbetong} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{\infty to}} = 10000 \frac{N}{mm^2}$$

7.4.3.(5)

$$r1 := \frac{E_{stål}}{E_{effbetong}} \cdot \frac{Antalljern_UK \cdot AjernUK}{b \cdot d} = 0.026$$

$$\alpha := \left(r1^2 + 2 \cdot r1 \right)^{\frac{1}{2}} - r1 = 0.204$$

Spenningsstilstanden til stålet er i stadium II. Det vil si at spenningen i dette intervallet varierer lineært med konstant stigningstall.

7.3.4.(2)

$$\sigma_s := \frac{MedSLSUK}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d \cdot Antalljern_UK \cdot AjernUK} = 244 \frac{N}{mm^2}$$

7.3.4.(2)

$$kt := 0.4 \quad \text{Langtidslast.}$$

7.3.4.(2)

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.21 \frac{N}{mm^2}$$

Tab 3.1

$$\alpha_e := \frac{E_{stål}}{E_{cm}} = 5.882$$

7.3.4.(2)

7.4.3.(6)

Ingen spennarmering og kan forenkles ρ_{eff} . Beregningsmessig trenger en det effektive arealet av betongtrekksonen som omgir armeringen. Dette arealet kan finnes ved med å multiplisere bredden på tv.sn med minste verdien for h_{ceff} .

7.3.4.(2)

$$h_{\text{ceff1}} := 2.5 \cdot (h - d) = 158 \text{ mm} \quad 7.3.2.(3)$$

$$h_{\text{ceff2}} := \frac{h - (\alpha \cdot d)}{3} = 137 \text{ mm} \quad 7.3.2.(3)$$

$$h_{\text{ceff3}} := \frac{h}{2} = 250 \text{ mm} \quad 7.3.2.(3)$$

$$h_{\text{ceff}} := h_{\text{ceff2}} = 137 \text{ mm} \quad 7.3.2.(3)$$

$$A_{\text{ceff}} := b \cdot h_{\text{ceff}} = 41084 \text{ mm}^2 \quad 7.3.2.(3)$$

$$\rho_{\text{peff}} := \frac{\text{AntalljernUK} \cdot A_{\text{jernUK}}}{A_{\text{ceff}}} = 0.01 \quad 7.3.2.(3)$$

$$\varepsilon_{\text{sm}} \varepsilon_{\text{cm}} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{\text{ct,eff}}}{\rho_{\text{peff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{peff}})}{E_{\text{stål}}} = 5.24 \cdot 10^{-4} \quad 7.3.4.(2)$$

Senteravstanden er mindre enn $5(\text{overdekning} + \phi/2)$. Dvs at Sr_{max} kan utregnes, avhengig av noen konstanter. 7.3.4.(2)
Figur 7.2

$$k_1 := 0.6 \quad \text{Lengdearmring med god heft.} \quad 7.3.4.(2) \quad \text{NA.7.2(2)}$$

$$k_2 := 0.45 \quad \text{Bøyning} \quad 7.3.4.(2) \quad \text{NA.7.2(3)}$$

$$k_3 := 3.4 \quad \text{Spenningsvariabel} \quad 7.3.4.(2) \quad \text{NA.7.2(5)}$$

$$k_4 := 0.425 \quad \text{Spenningsbegrensning} \quad 7.3.4.(2) \quad \text{NA.7.2(5)}$$

$$Sr_{\text{max}} := k_3 \cdot \text{overdekning} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \frac{\text{diameterUK}}{\rho_{\text{peff}}} = 756.77 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

$$W_k := Sr_{\text{max}} \cdot \varepsilon_{\text{sm}} \varepsilon_{\text{cm}} = 0.396 \text{ mm} \quad 7.3.4.(2)$$

$$W_{\text{max}} = 0.42 \text{ mm}$$

Ettersom $W_k < W_{\text{max}}$. Risskontroll OK!

Nedbøyning

Nedbøyning kontrolleres også i lasttilfellet "tilnærmet permanent", ettersom konsekvens av nedbøyning omhandler brukskrav og estetiske krav (Standard Norge, 2018). Nedbøyning er tidsavhengig og vil dermed være avhengig av den effektive E-modulen til betongen. Den effektive E-modulen settes lik som for rissberegninger.

NS – EN – 1990
Tab. NA.A1(904)

Figur 3.1

$$\eta_f := \frac{E_{stål}}{E_{effbetong}} = 20$$

7.4.3.(6)

$$I_{tv.sn.risset} := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (4.857 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

7.4.3.(6)

$$nedbøyning := \frac{MedSLSUK \cdot spennvidde^2}{E_{effbetong} \cdot I_{tv.sn.risset} \cdot \eta_f} = 2 \text{ mm}$$

$$Krav := \frac{spennvidde}{250} = 14.4 \text{ mm}$$

7.4.1.(4)

$$Tillatt_overhøyde := \frac{spennvidde}{250} = 14.4 \text{ mm}$$

7.4.1.(4)

Ikke nødvendig å støpe med overhøyde. Kontroll av nedbøyning OK!

Max og Min krav – Armering

$$As_{minLengde1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 219 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(1)

$$As_{minLengde2} := 0.0013 \cdot b \cdot d = 170 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(1)

$$As_{maxLengde} := 0.04 \cdot b \cdot d = 5244 \text{ mm}^2$$

NA 9.2.1.1.(3)

$$As_{bruktOK} := AntalljernOK \cdot AjernOK + AntalljernUK \cdot AjernUK = 804 \text{ mm}^2$$

OK!

$$\text{minste_stangdiameter_lengde} := 10 \text{ mm}$$

NA 9.5.(1)

$$\text{diameterUK} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{diameterOK} = 16 \text{ mm}$$

OK!

$$\text{Si.max} := 0.6 \cdot h' = 229.2 \text{ mm}$$

NA 9.2.2.(6)

$$\text{Sbøyleavstand} = 200 \text{ mm}$$

OK!

$$\text{As.maxLengde} := 0.04 \cdot b \cdot d = 5244 \text{ mm}^2$$

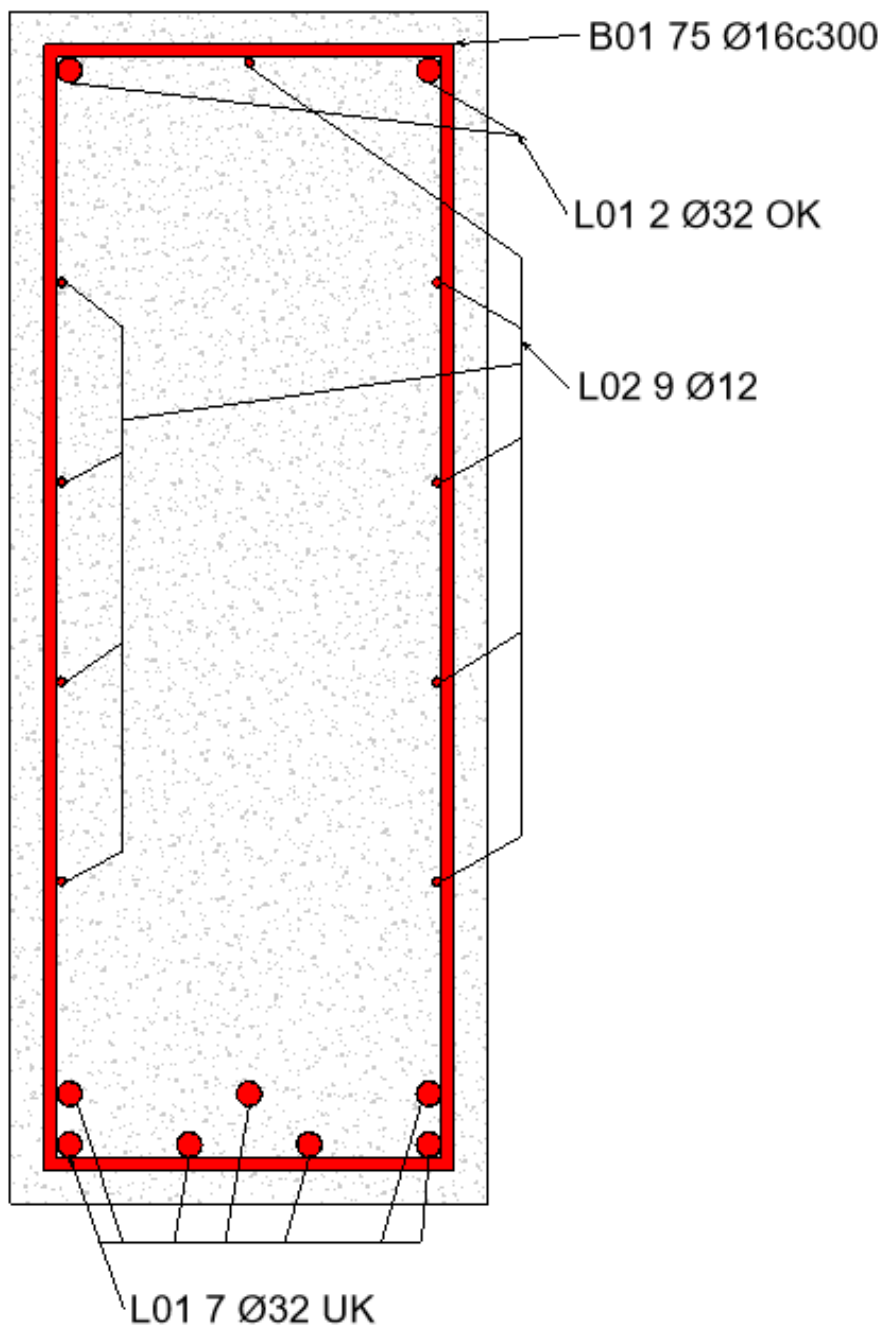
NA 9.2.1.1.(3)

NA 9.5.2.(3)

$$\text{As.bruktOK} := \text{AntalljernOK} \cdot \text{AjernOK} + \text{AntalljernUK} \cdot \text{AjernUK} = 804 \text{ mm}^2$$

Beregninger med brutto betongs tv.sn OK!

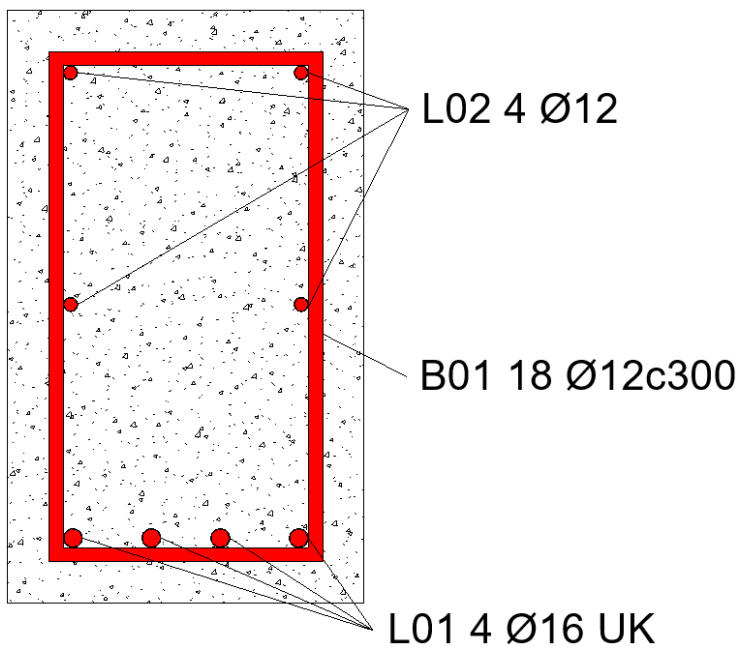
Vedlegg C4 – Armeringstegning: Bjelke 600x1500





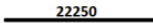
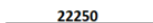
Vedlegg C5 – Armeringstegning: Bjelke 300x700




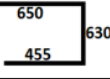
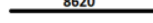
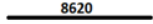
Vedlegg C6 – Armeringstegning: Bjelke 300x500




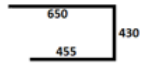


Vedlegg C7 – Bøyeliste: Bjelke 600x1500

Bøyeliste Bjelke 600x1500							
Post NR.	Diam	n	Lengde[mm]	Skisse	Sum[m]	Dord.	Merknad
B01	16	75	4120		309		Kan skrånstilles
B02	12	6	2400		14	155	Kan skrånstilles
L01	32	9	22250		200		
L02	12	9	22250		200		
		Ø 32	Ø 16	Ø 12	Sum		
Sum lengde [m]		200	309	214	723		
Sum vekt [kg]		1262	488	190	1940		

Vedlegg C8 – Bøyeliste: Bjelke 300x700

Bøyeliste Bjelke 300x700							
Post NR.	Diam	n	Lengde[mm]	Skisse	Sum[m]	Dord.	Merknad
B01	12	29	1920		56		Kan skrånstilles
B02	12	6	1595		10	165	Kan skrånstilles
L01	16	6	8620		52		
L02	12	2	8620		17		
		Ø16	Ø 12	Sum			
Sum lengde [m]		52	83	135			
Sum vekt [kg]		82	74	156			

Vedlegg C9 – Bøyeliste: Bjelke 300x500

Bøyeliste Bjelke 300x500							
Post NR.	Diam[mm]	n	Lengde[mm]	Skisse	Sum[m]	Dord.	Merknad
B01	12	18	1520		27,4		Kan skråstilles
B02	12	6	1395		8,4	165	Kan skråstilles
L01	16	2	3500		7		
L02	12	4	3500		14		
		Ø16	Ø 12	Sum			
Sum lengde [m]		7	50	57			
Sum vekt [kg]		11	44	55			

Vedlegg C10 – E-Bjelkerapport 600x1500

Titel Askøy VGS		Side 1	
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

Dataprogram: E-BJELKE versjon 6.5.10 Laget av Sletten Byggdata
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016

INNHold

- 1.0 Materialdata
- 1.1 Tverrsnitt-figur med armering
- 1.2 Armeringsdata
- 1.3 Bjelkeprofil og utkragerlengder
- 1.4 Lastfaktorer og pålitelighetsklasse
- 1.6 Lastdata
- 5.1 Utløftingskontroll
- 5.2 Momentkontroll
- 5.3 Risskontroll
- 5.4 Skjærarmering
- 5.6 Forankringsarmering
- 6.1 Nedbøyning
- 7.1 Oppleggskrefter

1.0 Materialdata

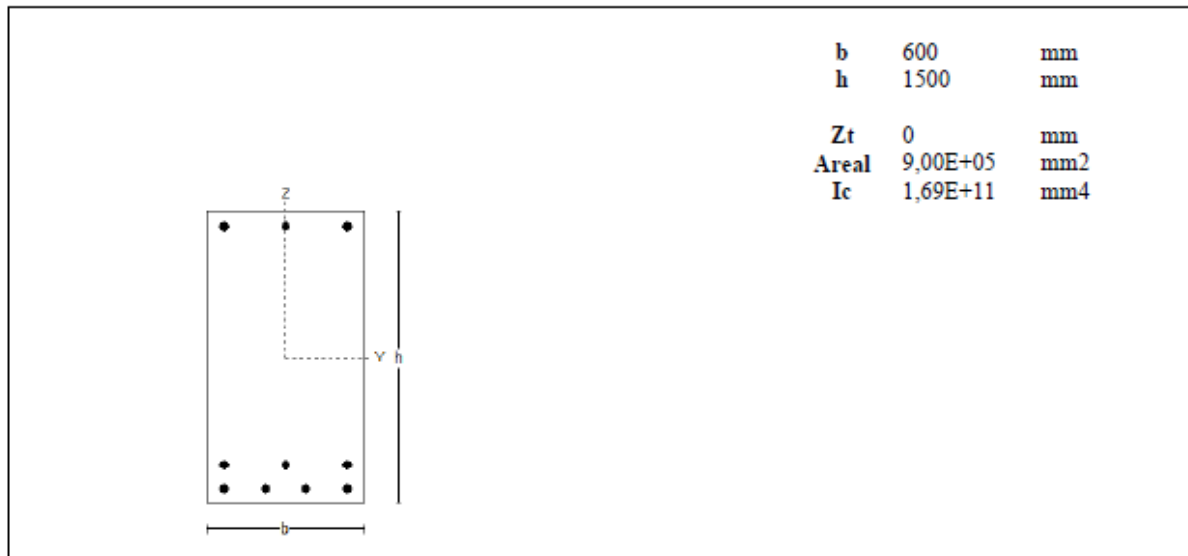
Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Data vedr. spennarmert element	
Materialkoeffisient betong	1,5	Sylindertrykkfasthet ved avspenning (fckj)	24
Materialkoeffisient stål	1,15	Sylindertrykkfasthet ved transport(fckj)	30
Betongkvalitet	B35(C35/45)	Betongens alder ved avspenning (døgn)	1
Densitet (kg/m ³)	2400		
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	R	Eksponeringsklasser	uk:XC3 ok:XC3
Armering flytegrense	500	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Bøyler flytegrense	500	Dimensjonerende levetid	50
Relativ fuktighet i lagringsperioden %	50		
Relativ fuktighet i ferdig bygg %	40	Min. overdekning (mm)	uk ok
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28	Min. krav	25 25
Effektiv høyde, h ₀ (EN1992-1-1 3.1.4(5))	429	Toleranse	10 10
		Nominell overdekning	35 35
Korttids Emodul, E _{cm}	34100		
Dimensjonerende trykkfasthet, f _{cd}	19,8		
Aksial strekkfasthet, f _{ctm}	3		
Dimensjonerende strekkfasthet, f _{ctd}	1,27		
Kryptall, FI 0_28	0,95	Svinntøyning, 0_28	-0,00007
Kryptall, FI 28_9000	1,92	Svinntøyning, 0_9000	-0,00053

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max}≥16 mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget ≥50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Titel Askøy VGS		Side 2	
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

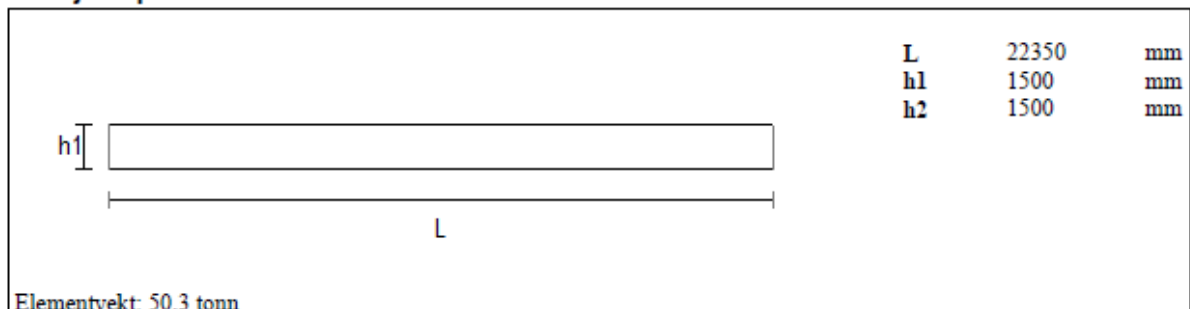
1.1 Tverrsnitt



1.2 Armeringsdata

Kant	Lag nr	Kantavstand	Slakkarmering	Spennarmering
ok	1	75	2d 32 + 1d 12	
uk	1	75	4d 32	
uk	2	196	3d 32	

1.3 Bjelkeprofil



Utkragerlengde (mm)

	Venstre ende	Høyre ende
Utlofting	1850	1850
Lagring	1850	1850
Transport	300	300
Ferdig montert	1850	300

Minste effektive oppleggsbredde: 200 mm

Tittel Askøy VGS		Side 3	
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

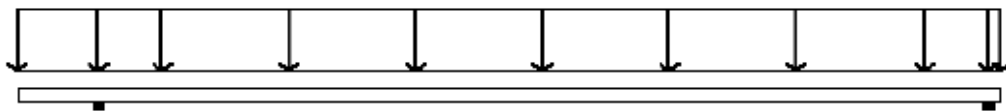
1.4 Lastfaktor og pålitelighetsklasse

	Lastfaktor		BENYTTES:	
	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgr. B1	Bruddgr. B2
Permanent last	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last	0,60	0,60	1,05	1,50
Pålitelighetsklasse	3			
PSI -faktor	Kategori C : forsamlingslokaler , møterom			
Krav til maks. nedbøyning	Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav			
Formsug ved avforming	0,00 kN/m			
Elementets romvekt	2500 kg/m ³			
Horisontalkraft i oppleggspunkt (H/N)	0,00			

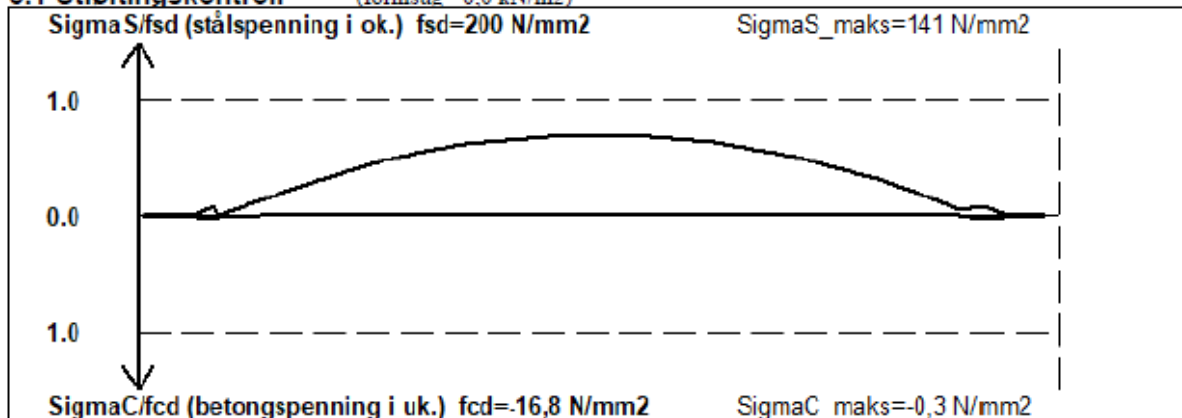
1.6 Egenvekt, permanent last og nyttelast

Jevnt fordelt last (kN/m)

	v. utkrager	midtfelt	h. utkrager
Egenvekt	22,50	22,50	22,50
Permanent last	7,20	7,20	7,20
Variabel last	8,60	8,60	8,60

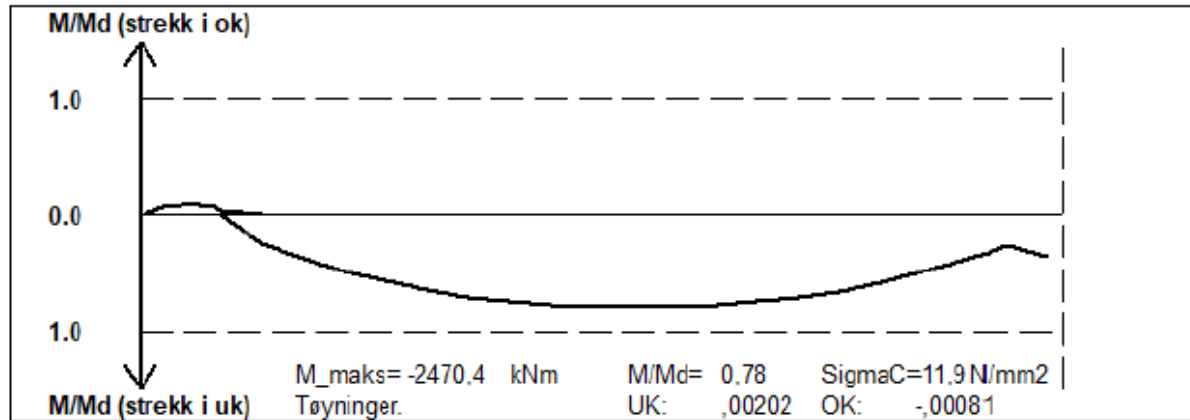


5.1 Utløftingskontroll (formsug = 0.0 kN/m²)

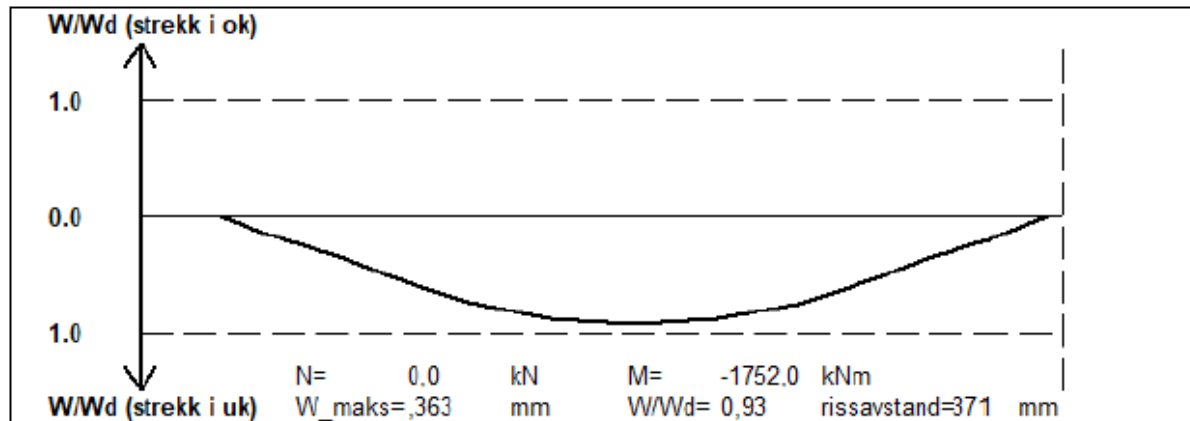


Titel Askøy VGS			Side 4
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

5.2 Momentkontroll



5.3 Risskontroll



Titel Askøy VGS			Side 5
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

5.4.1 Skjærkraftkontroll

Avst. til v. ende (mm)	Maks skjærkraft (kN)	Redusert skjærkraft (kN)	Vrd,max trykk kap. (kN)	Vrd,c (kN)	Statisk nødvendig skjærarmer. (mm ² /m)	Minimums-armering (mm ² /m)	Maks bøyleavstand (mm)
100	4,9	4,8	3845,0	285,3	0	710	779
537	26,4	22,6	3845,0	285,3	0	710	779
975	47,9	35,3	3845,0	285,3	0	710	779
1412	69,4	42,9	3845,0	285,3	0	710	779
1849	90,8	45,4	3845,0	285,3	0	710	779
2950	-446,2	-418,7	3705,1	393,6	631	710	779
3950	-397,1	-391,6	3705,1	393,6	0	710	779
4950	-347,9	-347,9	3705,1	393,6	0	710	779
5950	-298,8	-298,8	3705,1	393,6	0	710	779
6950	-249,7	-249,7	3705,1	393,6	0	710	779
7950	-200,6	-200,6	3705,1	393,6	0	710	779
9950	-102,3	-102,3	3705,1	393,6	0	710	779
11950	-4,1	-4,1	3705,1	393,6	0	710	779
13950	94,9	94,9	3705,1	393,6	0	710	779
15950	193,2	193,2	3705,1	393,6	0	710	779
16950	242,3	242,3	3705,1	393,6	0	710	779
17950	291,4	291,4	3705,1	393,6	0	710	779
18950	340,6	340,6	3705,1	393,6	0	710	779
19950	389,7	384,3	3705,1	393,6	0	710	779
20500	416,7	401,3	3705,1	393,6	604	710	779
20950	438,8	411,4	3705,1	393,6	620	710	779

Skjærarmingen helningsvinkel med bjelkeakse: 90 grader
Trykkdiagonalens helningsvinkel med bjelkeakse: 39 grader

5.6 Forankringsarmering (på grunn av skjærkraft og horisontalkraft i oppleggspunkt)

Forankringsbøyler i v. ende, underkant	0	mm ² :
Forankringsbøyler i h. ende, underkant	0	mm ² :

6.1 Nedbøyning (mm)

	(G1=egenvekt av bjelken G2=påført permanent last P=variabel last)		
	V. utkrager	Midtfelt	H. utkrager
Avforming	-6	19	
G1: ved montasje	-9	31	
G1+G2: ved montasje	-12	41	
G1+G2+P langtidsdel ved montasje	-14	45	
G1+G2 etter lang tid	-22	67	
G1+G2+P langtidsdel etter lang tid	-24	75	
G1+G2+P_total etter lang tid	-24	75	

7.1 Oppleggskrefter (kN) (alle lastfaktorer = 1 i bruksgrense)

	----- Bruksgrense -----			----- Bruddgrense -----		
	Permanent last	Variabel	All last	Permanent last	Variabel	All last
v. opplegg	357,4	103,5	460,8	482,4	108,7	591,1
h. opplegg	306,4	88,7	395,2	413,7	93,2	506,8

Vedlegg C11 – K-Bjelkerapport 600x1500

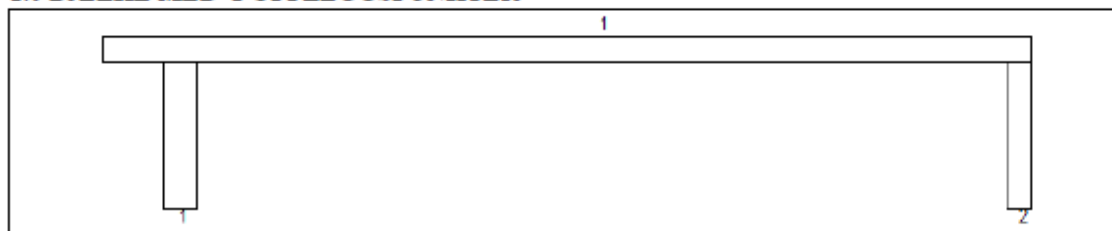
Titel Askøy VGS		Side 1	
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

Dataprogram: K-Bjelke versjon 6.3.7 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

1.0 BJELKE MED 2 OPPLEGGSPUNKTER



1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPEN

Felt nr	v.utkr.	1	h.utkr.
Spennvidde	1850	20200	300
Tverrsnitttype	1	1	1

Tverrsnitttype 1

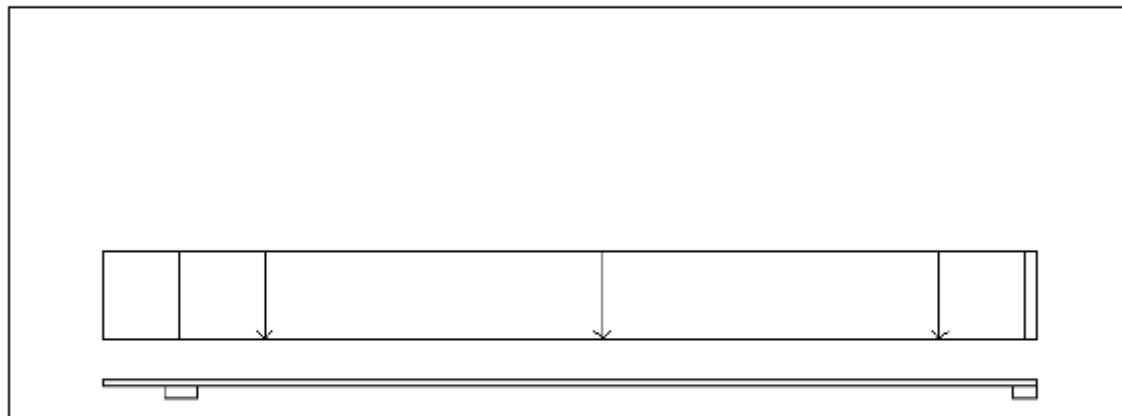
	b	600	mm
	h	1500	mm
	Zt	0	mm
	Areal	9,00E+05	mm ²
	Iy	1,69E+11	mm ⁴

Tittel Askøy VGS			Side 2
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

1.2 SOYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Rektangel	8600	800	600				
2	Rektangel	8600	600	600				

1.3 LASTBILDE



Lastfaktorer

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,20
Variabel last	0,60	0,60	1,50

PSI-Faktor Kategori C : forsamlingslokaler , motorom
Krav maks.nedbøyning Konstruksjoner med alminnelige
brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 3

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m³

Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
v. utkrag.	22,50	7,20	8,60
1	22,50	7,20	8,60

1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC3	XC3
Materialkoeffisient betong	1,5	Lite korrosjonsempfindlig armering		
Materialkoeffisient stål	1,15	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B35 (C35/45)			
Tilslagetts spesifikke tyngde (kg/m ³)	2400			
Sement i fasthetsklasse (R / N / S)	N	Min. overdekning	uk	ok
Armering flytegrense	500	Min krav	25	25
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	40	Min. nominell overdekning	35	35
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h ₀ (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	429			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,93
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00007
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00032
Middel verdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21			
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27			

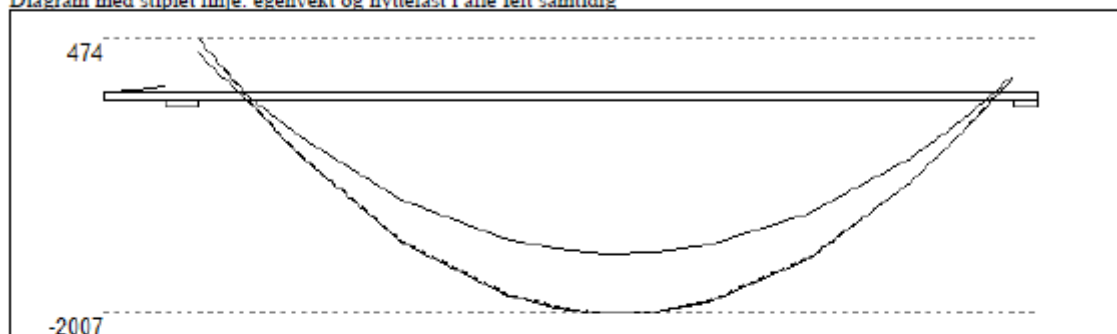
NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D_{max} = 16 mm (D = 22 mm)
2. Det grove tilslaget ≥ 50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Titel Askøy VGS			Side 3
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: egenvekt og nyttelast i alle felt samtidig



Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-1223	-1439	-1468	-2007

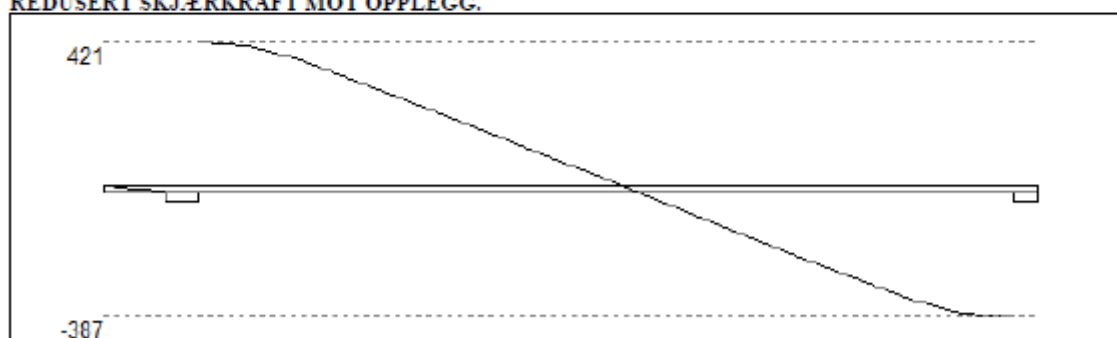
Mg: permanent last Mp: variabel last

Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	290	341	348	474
2	87	102	104	142

2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.
REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1	-70	-18	490	421
2	-457	-387		

Titel Askøy VGS			Side 4
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

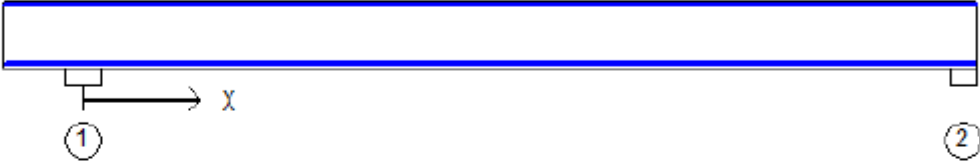
3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.

Bestemt armering i overkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
2	32	1	-1825	20475	22300	43	63
1	12	1	-1825	20475	22300	56	63

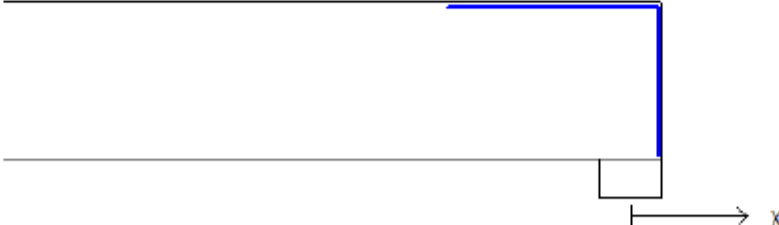


Bestemt armering i underkant i felt nr: 1							
Antall	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
4	32	1	-1815	20465	22280	43	63
3	32	2	-1815	20465	22280	95	115

3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLEGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

Støttearmering over opplegg nr: 2		Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)					
Antall	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring	
8	12	1	-1780	275	56	1	



3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant: 29 x D Forankringslengde i overkant: 42 x D

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

Tittel Askøy VGS		Side 5	
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

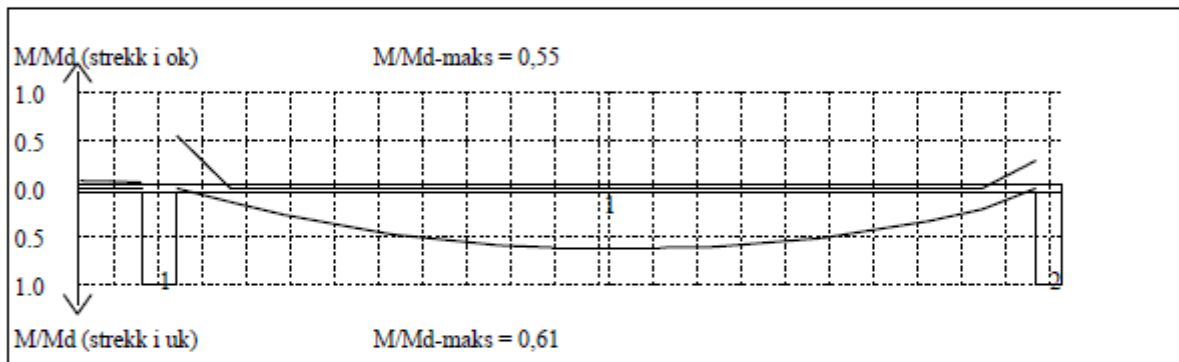
3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

Opplegg nr 1
Det trengs ikke forankringsbøyler.
Opplegg nr 2
Det trengs ikke forankringsbøyler.

3.4 MINIMUMSARMERING (mm²) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	1608	1608	1439	1439

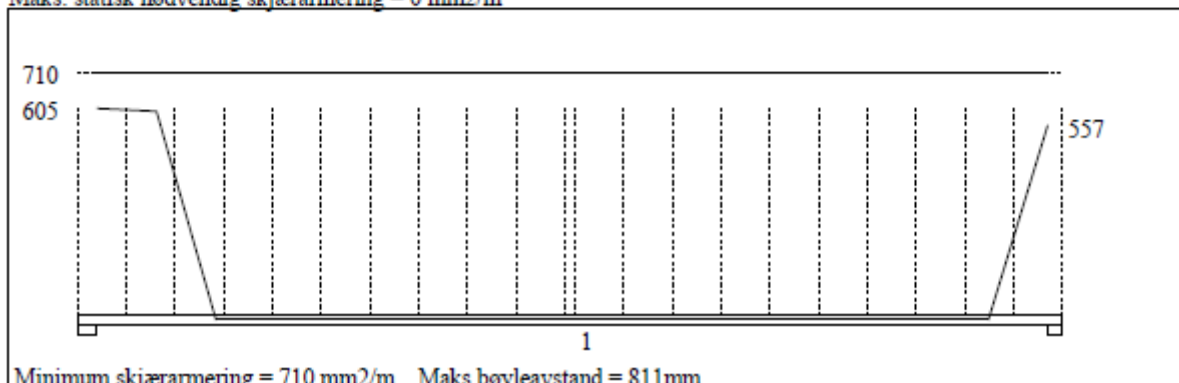
4.1 MOMENTKONTROLL



Momentkontroll for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

4.2 SKJÆRARMERING

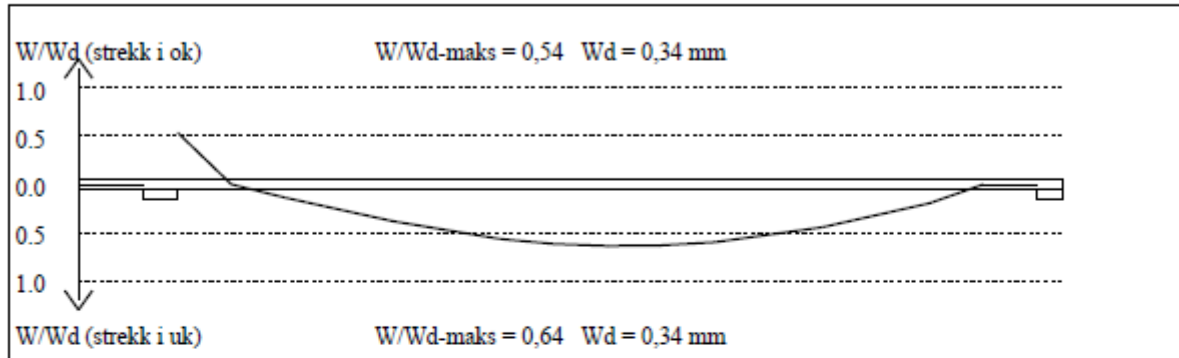
Krav om langsgående overflatearmering på bjelkestegets sider EN 1992-1-1 NA.9.7 (1). Gjelder for følgende felt: 0, 1
Skjærarmering i felt nr 0 (minimum skjærarmering) = 710 mm²/m Maks bøyleavstand = 811mm
Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm²/m



Minimum skjærarmering = 710 mm²/m Maks bøyleavstand = 811mm
Skjærarmering (mm²/m) for felt nr 1 Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Titel Askøy VGS			Side 6
Prosjekt Askøy VGS	Ordre Askøy VGS	Sign EF OK	Dato 03-05-2020

4.3 RISSKONTROLL



4.4 NEDBOYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
V. utkrager	-8	-13	-15	-13
1	29	45	51	51

5.1 OPPLGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Opplagspunkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av opplagspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-367	362.0	-106	104.8	-16	-3.8	-90	108.6				
2	-297	-170.8	-86	-49.5	-84	-50.2						

5.2 OPPLGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Opplagspunkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av opplagspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-440	434.4	-159	157.2	-25	-5.7	-135	163.0				
2	-356	-205.0	-129	-74.2	-126	-75.3						

Vedlegg D – Fra kapittel 5.2

All beregning i henhold til «NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner» og «NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner».

Vedlegg D1 – Søyle 600x800

Moment om sterk akse vil bli omtalt som M_{edy} .
Moment om svak akse vil bli omtalt som M_{edz}

$$b := 600 \text{ mm} \quad h := 800 \text{ mm}$$

$$M_{edy} := 331 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design} \quad b_y := 600 \text{ mm} \quad h_y := 800 \text{ mm}$$

$$M_{edz} := 81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design} \quad b_z := 800 \text{ mm} \quad h_z := 600 \text{ mm}$$

$$N_{ed} := 1272 \text{ kN} \quad \text{Fra FEM-design} \quad L := 8.600 \text{ m}$$

Knekk lengder

Figur 5.7 viser knekk lengde lik $L \cdot 1,0$. Økes konservativt til 1,25 ettersom søyle aldri vil være helt fastholdt. Søylene er ikke avstivet i topp ettersom den er leddet til bjelken. Bruker effektive knekk lengder for enkeltstående konstruksjonsdeler. Dette gjelder om begge akser.

Fig 5.7

5.8.3.2.(3)

$$\beta_a := 1.25$$

Fig 5.7

$$L_{0y} := L \cdot \beta_a = 10.8 \text{ m}$$

Fig 5.7

$$L_{0z} := L \cdot \beta_a = 10.8 \text{ m}$$

Fig 5.7

Generelt

$$c := 42 \text{ mm}$$

Største $\emptyset + \Delta_{dev}$

Tabell NA4.4N

NA.4.4.1.3

$$a_v := 32 \text{ mm}$$

$$b_{\text{øyle}} := 12 \text{ mm}$$

8.2.(2)

$$f_{ck} := 35 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 20 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1

3.2.6.(1)

$$f_{yk} := 500 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.2.(3)

Figur 3.8

$$\text{diameter} := 32 \text{ mm}$$

$$A_{jern} := \pi \cdot \left(\frac{\text{diameter}}{2} \right)^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$dy := hy - c - b\text{\oyle} - \frac{\text{diameter}}{2} = 730 \text{ mm}$$

$$dz := hz - c - b\text{\oyle} - \frac{\text{diameter}}{2} = 530 \text{ mm}$$

Forhåndsdim

Forhåndsdimensjonering for videre beregninger.

$$\sigma_c := \frac{N_{ed}}{b \cdot h} = 2.65 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Betongen har kapasitet til } N_{ed}.$$

$$A_{s_y} := \frac{M_{edy}}{f_{yd} \cdot dy} = 1043 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_z} := \frac{M_{edz}}{f_{yd} \cdot dz} = 352 \text{ mm}^2$$

$$a_{s_min} := 0.01 \cdot b \cdot h = 4800 \text{ mm}^2 \quad \text{Må minst armere for } a_{s_min}.$$

NA.9.5.2.(2)

Prøver med 8 Ø32. Legger ett i hvert hjørne og 2 langs begge aksene. Får da 6 effektive jern om begge aksene. Det vil si tre jern som tar strekk om hver akse.

$$antall.jern.tot := 8$$

$$antall.jern.om.y := 6$$

$$antall.jern.om.z := 6$$

$$A_{s.eff.y} := antall.jern.om.y \cdot A_{jern} = 4825 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.eff.z} := antall.jern.om.z \cdot A_{jern} = 4825 \text{ mm}^2$$

$$A_{stot} := antall.jern.tot \cdot A_{jern} = 6434 \text{ mm}^2$$

Sjekker om søylen er slank om begge akser

$$ka := 1.0$$

NA.5.8.3.1.(1)

$$n := \frac{Ned}{fcd \cdot b \cdot h} = 0.134$$

5.8.3.1.(1)

NA.5.8.3.1

$$\omega_y := \frac{As_{eff} \cdot y \cdot f_{yd}}{fcd \cdot b \cdot h} = 0.22$$

5.8.3.1.(1)

$$\omega_z := \frac{As_{eff} \cdot z \cdot f_{yd}}{fcd \cdot b \cdot h} = 0.22$$

5.8.3.1.(1)

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot b_y \cdot h_y^3 = (2.56 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

5.8.3.2.(1)

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot b_z \cdot h_z^3 = (1.44 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

5.8.3.2.(1)

$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{b_y \cdot h_y}} = 231 \text{ mm}$$

5.8.3.2.(1)

$$i_z := \sqrt{\frac{I_z}{b_z \cdot h_z}} = 173 \text{ mm}$$

5.8.3.2.(1)

$$\lambda_y := \frac{L_{0y}}{i_y} = 46.549$$

5.8.3.2.(1)

NA.5.8.3.1

$$\lambda_z := \frac{L_{0z}}{i_z} = 62.065$$

5.8.3.2.(1)

NA.5.8.3.1

$$\phi_{\infty to} := 2.4$$

Kryttall = 2,4.

Figur 3.1

5.8.8.3.(4)

$$A_\varphi := \frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \phi_{\infty to})} = 0.84$$

NA.5.8.3.1

$$\lambda_{ny} := \frac{\lambda_y \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega_y}}}{A_\varphi} = 16.8$$

5.8.3.1.(1)

NA.5.8.3.1

$$\lambda_{nz} := \frac{\lambda_z \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega_z}}}{A_\varphi} = 22.4$$

5.8.3.1.(1)

Hvis λ_{ny} og $\lambda_{nz} > 13$ betraktes søylen som slank og det må tas hensyn til 2. ordens momenter. Dette gjøres om begge akser.

5.8.3.1.(1)

5.8.3.1.(1)

Eksentrisitet om begge akser.

$$MedSLSy := 233 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$MedSLSz := 51 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$\varphi_{effy} := \phi_{\infty to} \cdot \frac{MedSLSy}{Medy} = 1.689 \quad 5.8.4.2$$

$$\varphi_{effz} := \phi_{\infty to} \cdot \frac{MedSLSz}{Medz} = 1.511 \quad 5.8.4.2$$

$$\beta_y := 0.35 + \frac{fck}{200 \frac{N}{mm^2}} - \frac{\lambda_y}{150} = 0.215 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$\beta_z := 0.35 + \frac{fck}{200 \frac{N}{mm^2}} - \frac{\lambda_z}{150} = 0.111 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$k\varphi_y := 1 + \beta_y \cdot \varphi_{effy} = 1.36 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$k\varphi_z := 1 + \beta_z \cdot \varphi_{effz} = 1.17 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$n_{uy} := 1 + \omega_y = 1.22 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$n_{uz} := 1 + \omega_z = 1.22 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$n_{bal} := 0.4 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$k_{r_y} := \frac{n_{uy} - n}{n_{uy} - n_{bal}} = 1.32 \quad k_{ry} := 1 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$k_{r_z} := \frac{n_{uz} - n}{n_{uz} - n_{bal}} = 1.32 \quad >1 \Rightarrow \quad k_{rz} := 1 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$Est\grave{a}l := 200000 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad e_{yd} := \frac{f_{yd}}{Est\grave{a}l} = 0.002 \quad 5.8.8.3.(1) \quad 3.2.7.(2)$$

$$r_{0y} := \frac{0.45 \cdot d_y}{e_{yd}} = (1.511 \cdot 10^5) \text{ mm} \quad 5.8.8.3.(1)$$

$$r_{0z} := \frac{0.45 \cdot d_z}{e_{yd}} = (1.097 \cdot 10^5) \text{ mm} \quad 5.8.8.3.(1)$$

$$r_y := \frac{r_{0y}}{k_{ry} \cdot k_{\varphi y}} = (1.109 \cdot 10^5) \text{ mm} \quad 5.8.8.3.(1)$$

$$r_z := \frac{r_{0z}}{k_{ry} \cdot k_{\varphi z}} = (9.392 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad 5.8.8.3.(1)$$

$$C := \pi^2 = 10 \quad 5.8.8.2.(3)$$

$$5.8.8.2.(4)$$

$$e_{2y} := \frac{1}{r_y} \cdot \frac{L_{0y}^2}{C} = 106 \text{ mm} \quad 5.8.8.2.(3)$$

$$e_{2z} := \frac{1}{r_z} \cdot \frac{L_{0z}^2}{C} = 125 \text{ mm} \quad 5.8.8.2.(3)$$

$$M_{2edy} := e_{2y} \cdot N_{ed} = 134 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5.8.8.2.(3)$$

$$M_{2edz} := e_{2z} \cdot N_{ed} = 159 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5.8.8.2.(3)$$

$$M_{edtoty} := M_{edy} + M_{2edy} = 465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{edtotz} := M_{edz} + M_{2edz} = 240 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momenkapasitet om begge akser

Bruker mn–diagrammer videre. Leser av et diagram basert på utregningene over.

$$h'y := d_y - c - b_{\text{øyle}} - \frac{\text{diameter}}{2} = 660 \text{ mm} \quad \text{mn– diagram (0.8)}$$

$$h'z := d_z - c - b_{\text{øyle}} - \frac{\text{diameter}}{2} = 460 \text{ mm} \quad \text{mn– diagram (0.8)}$$

$$h_0 := \frac{h'y}{h_y} = 0.83 \quad \text{mn– diagram (0.8)}$$

$$h_0 := \frac{h'z}{h_z} = 0.77 \quad \text{mn– diagram (0.8)}$$

$$W_y := \frac{A_{s,eff,y} \cdot f_{yd}}{2 \cdot h_y \cdot b_y \cdot f_{cd}} = 0.11 \quad \text{mn– diagram (0.8)}$$

$$W_z := \frac{A_{s,eff,z} \cdot f_{yd}}{2 \cdot h_z \cdot b_z \cdot f_{cd}} = 0.11 \quad \text{mn– diagram (0.8)}$$

$$m_y := 0.10$$

mn– diagram (0.8)

$$m_z := 0.10$$

mn– diagram (0.8)

$$M_{cdy} := m_y \cdot f_{cd} \cdot b_y \cdot h_y \cdot h_y = 762 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

mn– diagram (0.8)

$$M_{cdz} := m_z \cdot f_{cd} \cdot b_z \cdot h_z \cdot h_z = 571 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

mn– diagram (0.8)

Kombinert virkning

Sjekker så kombinert virkning av M_z , M_y og N

$$utnyttelse := \frac{N_{ed}}{A_{stot} \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.1$$

5.8.9.(4)

Figur fra
5.8.9.(4)

$$a := 1 + \frac{1.5 - 1}{0.7 - 0.1} \cdot utnyttelse = 1.1$$

Figur fra
5.8.9.(4)

$$\left(\frac{M_{edtoty}}{M_{cdy}} \right)^a + \left(\frac{M_{edtotz}}{M_{cdz}} \right)^a = 0.97$$

5.8.9.(4)

Søylen er 97% utnyttet. 97% < 100% Valgt armering OK!

Skjærarmering

$$\alpha_{cw} := 1 \cdot \frac{1}{\frac{N}{mm^2}} \text{ Ingen forspenning}$$

NA.6.2.3.(3)

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{N}{mm^2} - \frac{f_{cd}}{250} \right) = 0.552 \frac{N}{mm^2}$$

NA.6.2.2.(6)

$$\theta_{deg} := 21.8 \text{ Fagverkswinkel}$$

NA.6.2.3.(2)

$$\theta_{rad} := \frac{(\theta_{deg} \cdot \pi)}{180} = 0.38$$

NA.6.2.3.(2)

$$z_y := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{edtoty}}{M_{cdy}} \right) \cdot d_y = 654 \text{ mm}$$

$$z_z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{edtotz}}{M_{cdz}} \right) \cdot d_z = 492 \text{ mm}$$

$$Vrd.max.y := \alpha_w \cdot b_y \cdot z_y \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + \tan(\Theta_{rad})} \right)$$

NA.6.2.1.(1)
NA.6.2.3.(3)

$$Vrd.max.z := \alpha_w \cdot b_z \cdot z_z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + \tan(\Theta_{rad})} \right)$$

NA.6.2.1.(1)
NA.6.2.3.(3)

$$Vrd.max.y = 1482.8 \text{ kN}$$

$$Vrd.max.z = 1487.5 \text{ kN}$$

Vrd.max.y tilnærmet lik Vrd.max.z

$$Ved := 28 \text{ kN}$$

Fra FEM-design

Vrd,max > Ved => Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \left(\frac{b_{\text{øyle}}}{2} \right)^2 = 226 \text{ mm}^2$$

NA.6.2.3.(3)

$$S_{\text{bøyleavstand}} := \frac{A_{sw} \cdot z_y \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_{rad})}}{Ved} = 5745 \text{ mm}$$

Legger uansett inn Ø12C300.

$$S_{\text{bøyleavstand}} := 300 \text{ mm}$$

Max og Min krav – Armering

$$\emptyset_{min} := 10 \text{ mm}$$

NA.9.5.2.(1)

$$A_{smin1} := \frac{0.2 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 4379 \text{ mm}^2$$

NA.9.5.2.(1)

$$A_{smin1} := \frac{0.5 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} = 1463 \text{ mm}^2$$

NA.9.5.2.(1)

$$A_{smin2} := 0.01 \cdot b \cdot h = 4800 \text{ mm}^2$$

NA.9.5.1.(1)

$$A_{smax} := 0.08 \cdot b \cdot h = 38400 \text{ mm}^2$$

NA.9.5.1.(2)

$$A_{stot} = 6434 \text{ mm}^2$$

OK!

$$A_{s,max1} := 0.04 \cdot b \cdot h = 19200 \text{ mm}^2$$

NA 9.5.2.(3)

Beregninger med brutto betong tv.sn OK!

$$S_{b\oyleavstand,max1} := 15 \cdot diameter = 480 \text{ mm}$$

NA 9.5.3.(3)

$$S_{b\oyleavstand,max2} := b = 600 \text{ mm}$$

NA 9.5.3.(3)

$$S_{b\oyleavstand,max3} := 400 \text{ mm}$$

NA 9.5.3.(3)

$$S_{b\oyleavstand} := 300 \text{ mm}$$

OK!

Vedlegg D2 – Søyle 500x500

Moment om sterk akse vil bli omtalt som M_{edy} .
Moment om svak akse vil bli omtalt som M_{edz}

$$M_{edy} := 38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM–design

$$b := 500 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$b_y := 500 \text{ mm}$$

$$h_y := 500 \text{ mm}$$

$$M_{edz} := 21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM–design

$$b_z := 500 \text{ mm}$$

$$h_z := 500 \text{ mm}$$

$$N_{ed} := 442 \text{ kN}$$

Fra FEM–design

$$L := 8.600 \text{ m}$$

Knekk lengder

Figur 5.7 viser knekk lengde lik $L \cdot 1,0$. Økes konservativt til 1,25 ettersom søyle aldri vil være helt fastholdt. Søylene er ikke avstivet i topp ettersom den er leddet til bjelken. Bruker effektive knekk lengder for enkeltstående konstruksjonsdeler. Dette gjelder om begge akser.

Fig 5.7

5.8.3.2.(3)

$$\beta_a := 1.25$$

Fig 5.7

$$L_{0y} := L \cdot \beta_a = 10.8 \text{ m}$$

Fig 5.7

$$L_{0z} := L \cdot \beta_a = 10.8 \text{ m}$$

Fig 5.7

Generelt

$$c := 42 \text{ mm}$$

Største $\emptyset + \Delta dev$

Tabell NA4.4N

NA.4.4.1.3

$$a_v := 32 \text{ mm}$$

8.2.(2)

$$b_{\emptyset yle} := 12 \text{ mm}$$

$$f_{ck} := 35 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 20 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tab 3.1
3.2.6.(1)

$$f_{yk} := 500 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

3.2.2.(3)
Figur 3.8

$$diameter := 32 \text{ mm}$$

$$A_{jern} := \pi \cdot \left(\frac{diameter}{2} \right)^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$dy := hy - c - b\text{\oyle} - \frac{\text{diameter}}{2} = 430 \text{ mm}$$

$$dz := hz - c - b\text{\oyle} - \frac{\text{diameter}}{2} = 430 \text{ mm}$$

Forhåndsdim

Forhåndsdimensjonering for videre beregninger.

$$\sigma_c := \frac{N_{ed}}{b \cdot h} = 1.768 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{Betongen har kapasitet til } N_{ed}.$$

$$A_{s_y} := \frac{M_{edy}}{f_{yd} \cdot dy} = 203 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_z} := \frac{M_{edz}}{f_{yd} \cdot dz} = 112 \text{ mm}^2$$

$$a_{s_{min}} := 0.01 \cdot b \cdot h = 2500 \text{ mm}^2 \quad \text{Må minst armere for } a_{s_{min}}.$$

NA.9.5.2.(2)

Prøver med 4 Ø32. Legger ett i hvert hjørne. Får da 4 effektive jern om begge aksene. Det vil si to jern som tar strekk om hver akse.

$$\text{antall.jern.tot} := 4$$

$$\text{antall.jern.om.y} := 4$$

$$\text{antall.jern.om.z} := 4$$

$$A_{s_{eff.y}} := \text{antall.jern.om.y} \cdot A_{jern} = 3217 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{eff.z}} := \text{antall.jern.om.z} \cdot A_{jern} = 3217 \text{ mm}^2$$

$$A_{stot} := \text{antall.jern.tot} \cdot A_{jern} = 3217 \text{ mm}^2$$

Sjekker om søylen er slank om begge akser

$$ka := 1.0$$

NA.5.8.3.1.(1)

$$n := \frac{Ned}{fcd \cdot b \cdot h} = 0.089$$

5.8.3.1.(1)

NA.5.8.3.1

$$\omega_y := \frac{As \cdot eff \cdot y \cdot fyd}{fcd \cdot b \cdot h} = 0.28$$

5.8.3.1.(1)

$$\omega_z := \frac{As \cdot eff \cdot z \cdot fyd}{fcd \cdot b \cdot h} = 0.28$$

5.8.3.1.(1)

$$I_y := \frac{1}{12} \cdot by \cdot hy^3 = (5.208 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

5.8.3.2.(1)

$$I_z := \frac{1}{12} \cdot bz \cdot hz^3 = (5.208 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

5.8.3.2.(1)

$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{by \cdot hy}} = 144 \text{ mm}$$

5.8.3.2.(1)

$$i_z := \sqrt{\frac{I_z}{bz \cdot hz}} = 144 \text{ mm}$$

5.8.3.2.(1)

$$\lambda_y := \frac{L0y}{i_y} = 74.478$$

5.8.3.2.(1)

NA.5.8.3.1

$$\lambda_z := \frac{L0z}{i_z} = 74.478$$

5.8.3.2.(1)

NA.5.8.3.1

$$\phi_{\infty to} := 2.4$$

Kryptall = 2,4.

Figur 3.1

5.8.8.3.(4)

$$A\varphi := \frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \phi_{\infty to})} = 0.84$$

NA.5.8.3.1

$$\lambda_{ny} := \frac{\lambda_y \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega_y}}}{A\varphi} = 21.1$$

5.8.3.1.(1)

NA.5.8.3.1

$$\lambda_{nz} := \frac{\lambda_z \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot ka \cdot \omega_z}}}{A\varphi} = 21.1$$

5.8.3.1.(1)

Hvis λ_{ny} og $\lambda_{nz} > 13$ betraktes søylen som slank og det må tas hensyn til 2. ordens momenter. Dette gjøres om begge akser.

5.8.3.1.(1)

5.8.3.1.(1)

Eksentrisitet om begge akser.

$$MedSLSy := 25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$MedSLSz := 11 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Fra FEM-design}$$

$$\varphi_{effy} := \phi_{\infty to} \cdot \frac{MedSLSy}{Medy} = 1.579 \quad 5.8.4.2$$

$$\varphi_{effz} := \phi_{\infty to} \cdot \frac{MedSLSz}{Medz} = 1.257 \quad 5.8.4.2$$

$$\beta_y := 0.35 + \frac{fck}{200 \frac{N}{mm^2}} - \frac{\lambda y}{150} = 0.028 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$\beta_z := 0.35 + \frac{fck}{200 \frac{N}{mm^2}} - \frac{\lambda z}{150} = 0.028 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$k_{\varphi y} := 1 + \beta_y \cdot \varphi_{effy} = 1.04 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$k_{\varphi z} := 1 + \beta_z \cdot \varphi_{effz} = 1.04 \quad 5.8.8.3.(4)$$

$$n_{uy} := 1 + \omega_y = 1.28 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$n_{uz} := 1 + \omega_z = 1.28 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$n_{bal} := 0.4 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$k_{r_y} := \frac{n_{uy} - n}{n_{uy} - n_{bal}} = 1.35 \quad k_{ry} := 1 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$k_{r_z} := \frac{n_{uz} - n}{n_{uz} - n_{bal}} = 1.35 \quad >1 \Rightarrow \quad k_{rz} := 1 \quad 5.8.8.3.(3)$$

$$E_{stål} := 200000 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad e_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_{stål}} = 0.002 \quad 5.8.8.3.(1) \quad 3.2.7.(2)$$

$$r_{0y} := \frac{0.45 \cdot d_y}{e_{yd}} = (8.901 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad 5.8.8.3.(1)$$

$$r_{0z} := \frac{0.45 \cdot d_z}{e_{yd}} = (8.901 \cdot 10^4) \text{ mm} \quad 5.8.8.3.(1)$$

$$r_y := \frac{r_{0y}}{k_{ry} \cdot k_{\varphi y}} = (8.518 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

5.8.8.3.(1)

$$r_z := \frac{r_{0z}}{k_{ry} \cdot k_{\varphi z}} = (8.593 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

5.8.8.3.(1)

$$C := \pi^2 = 10$$

5.8.8.2.(3)

5.8.8.2.(4)

$$e_{2y} := \frac{1}{r_y} \cdot \frac{L_{0y}^2}{C} = 137 \text{ mm}$$

5.8.8.2.(3)

$$e_{2z} := \frac{1}{r_z} \cdot \frac{L_{0z}^2}{C} = 136 \text{ mm}$$

5.8.8.2.(3)

$$M_{2edy} := e_{2y} \cdot N_{ed} = 61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.8.8.2.(3)

$$M_{2edz} := e_{2z} \cdot N_{ed} = 60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.8.8.2.(3)

$$M_{edtoty} := M_{edy} + M_{2edy} = 99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{edtotz} := M_{edz} + M_{2edz} = 81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momenkapasitet om begge akser

Bruker mn-diagrammer videre. Leser av et diagram basert på utregningene over.

$$h'_y := d_y - c - b_{\text{øyle}} - \frac{\text{diameter}}{2} = 360 \text{ mm}$$

mn-diagram (0.7)

$$h'_z := d_z - c - b_{\text{øyle}} - \frac{\text{diameter}}{2} = 360 \text{ mm}$$

mn-diagram (0.7)

$$h_0 := \frac{h'_y}{h_y} = 0.72$$

mn-diagram (0.7)

$$h_0 := \frac{h'_z}{h_z} = 0.72$$

mn-diagram (0.7)

$$W_y := \frac{A_s \cdot \text{eff} \cdot y \cdot f_{yd}}{2 \cdot h_y \cdot b_y \cdot f_{cd}} = 0.14$$

mn-diagram (0.7)

$$W_z := \frac{A_s \cdot \text{eff} \cdot z \cdot f_{yd}}{2 \cdot h_z \cdot b_z \cdot f_{cd}} = 0.14$$

mn-diagram (0.7)

$$n = 0.09$$

$$m_y := 0.15$$

mn– diagram (0.7)

$$m_z := 0.15$$

mn– diagram (0.7)

$$M_{cdy} := m_y \cdot f_{cd} \cdot b_y \cdot h_y \cdot h_y = 372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

mn– diagram (0.7)

$$M_{cdz} := m_z \cdot f_{cd} \cdot b_z \cdot h_z \cdot h_z = 372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

mn– diagram (0.7)

Kombinert virkning

Sjekker så kombinert virkning av M_z , M_y og N

$$utnyttelse := \frac{N_{ed}}{A_{stot} \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.07$$

5.8.9.(4)

Figur fra
5.8.9.(4)

$$a := 1 + \frac{1.5 - 1}{0.7 - 0.1} \cdot utnyttelse = 1.1$$

Figur fra
5.8.9.(4)

$$\left(\frac{M_{edtoty}}{M_{cdy}}\right)^a + \left(\frac{M_{edtetz}}{M_{cdz}}\right)^a = 0.45$$

5.8.9.(4)

Søylen er 45% utnyttet. 45% < 100% Valgt armering OK!

Skjærkraft

$$\alpha_{cw} := 1 \cdot \frac{1}{\frac{N}{\text{mm}^2}} \text{ Ingen forspenning}$$

NA.6.2.3.(3)

$$v_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{N}{\text{mm}^2} - \frac{f_{cd}}{250}\right) = 0.552 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

NA.6.2.2.(6)

$$\theta_{deg} := 21.8 \text{ Fagverksvinkel}$$

NA.6.2.3.(2)

$$\theta_{rad} := \frac{(\theta_{deg} \cdot \pi)}{180} = 0.38$$

NA.6.2.3.(2)

$$z_y := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{edtoty}}{M_{cdy}}\right) \cdot d_y = 411 \text{ mm}$$

$$z_z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{edtetz}}{M_{cdz}}\right) \cdot d_z = 414 \text{ mm}$$

$$Vrd.max.y := \alpha_{cw} \cdot b_y \cdot z_y \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + \tan(\Theta_{rad})} \right)$$

NA.6.2.1.(1)
NA.6.2.3.(3)

$$Vrd.max.z := \alpha_{cw} \cdot b_z \cdot z_z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{1}{\tan(\Theta_{rad})} \right) + \tan(\Theta_{rad})} \right)$$

NA.6.2.1.(1)
NA.6.2.3.(3)

$$Vrd.max.y = 775.5 \text{ kN}$$

$$Vrd.max.z = 782 \text{ kN}$$

Vrd.max.y tilnærmet lik Vrd.max.z

$$Ved := 28 \text{ kN}$$

Fra FEM-design

Vrd,max > Ved => Betongen har tilstrekkelig kapasitet til å ta trykkrefter i trykkdiagonalen

$$As_w := 2 \cdot \pi \left(\frac{b_{\text{øyle}}}{2} \right)^2 = 226 \text{ mm}^2$$

NA.6.2.3.(3)

$$S_{\text{bøyleavstand}} := \frac{As_w \cdot z_y \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\Theta_{rad})}}{Ved} = 3606 \text{ mm}$$

Legger uansett inn Ø12C300.

$$S_{\text{bøyleavstand}} := 300 \text{ mm}$$

Max og Min krav – Armering

$$\emptyset_{min} := 10 \text{ mm}$$

NA.9.5.2.(1)

$$As_{min1} := \frac{0.2 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2281 \text{ mm}^2$$

NA 9.5.2.(1)

$$As_{min1} := \frac{0.5 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} = 508 \text{ mm}^2$$

NA 9.5.2.(1)

$$As_{min2} := 0.01 \cdot b \cdot h = 2500 \text{ mm}^2$$

NA 9.5.1.(1)

$$As_{max} := 0.08 \cdot b \cdot h = 20000 \text{ mm}^2$$

NA 9.5.1.(2)

$$A_{stot} = 3217 \text{ mm}^2$$

OK!

$$A_s.max1 := 0.04 \cdot b \cdot h = 10000 \text{ mm}^2$$

NA 9.5.2.(3)

Beregninger med brutto betong tv.sn OK!

$$Sbøyleavstand.max1 := 15 \cdot diameter = 480 \text{ mm}$$

NA 9.5.3.(3)

$$Sbøyleavstand.max2 := b = 500 \text{ mm}$$

NA 9.5.3.(3)

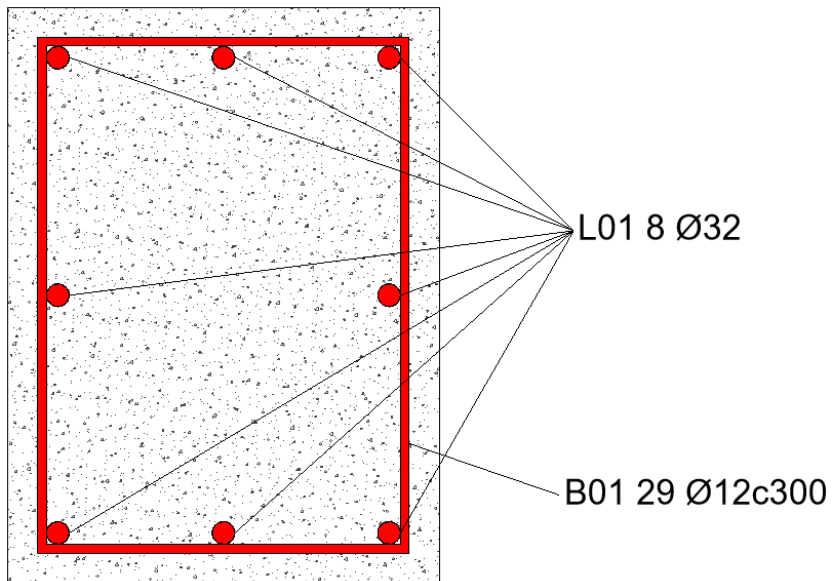
$$Sbøyleavstand.max3 := 400 \text{ mm}$$

NA 9.5.3.(3)

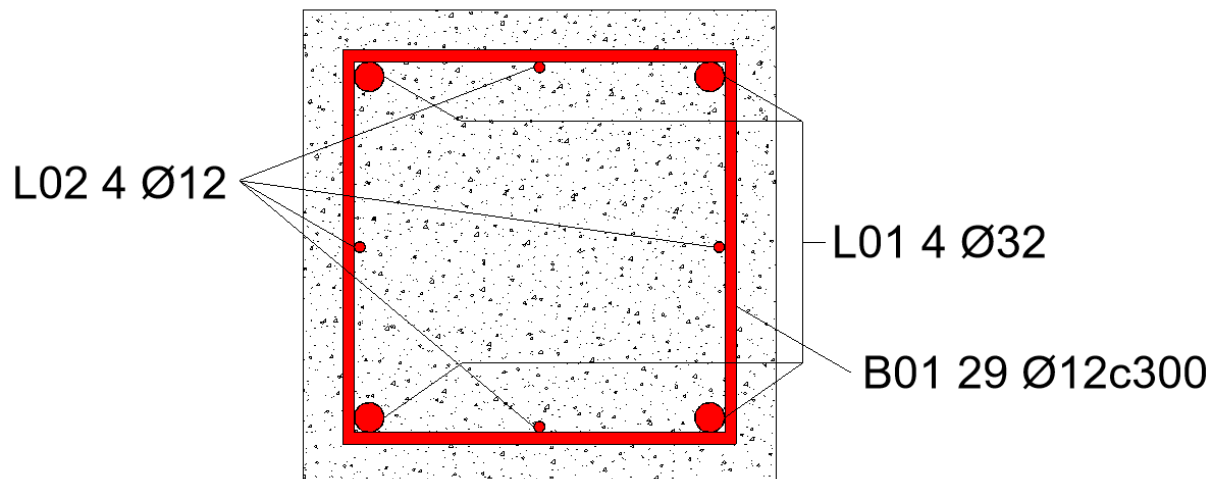
$$Sbøyleavstand := 300 \text{ mm}$$

OK!


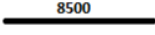
Vedlegg D3 – Armeringstegning: Søyle 600x800



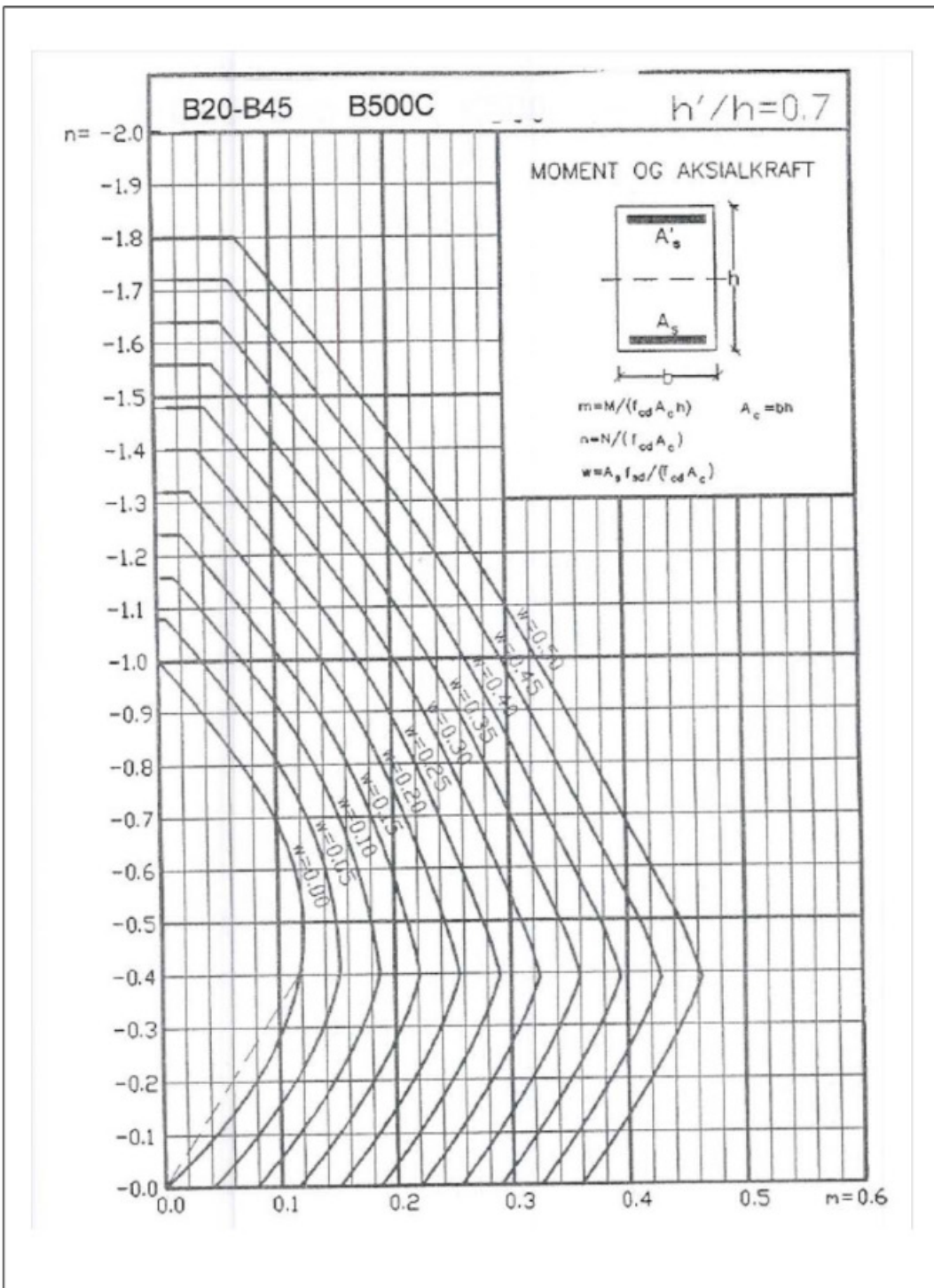
Vedlegg D4 – Armeringstegning: Søyle 500x500



Vedlegg D5 – Bøyeliste: Søyte 600x800

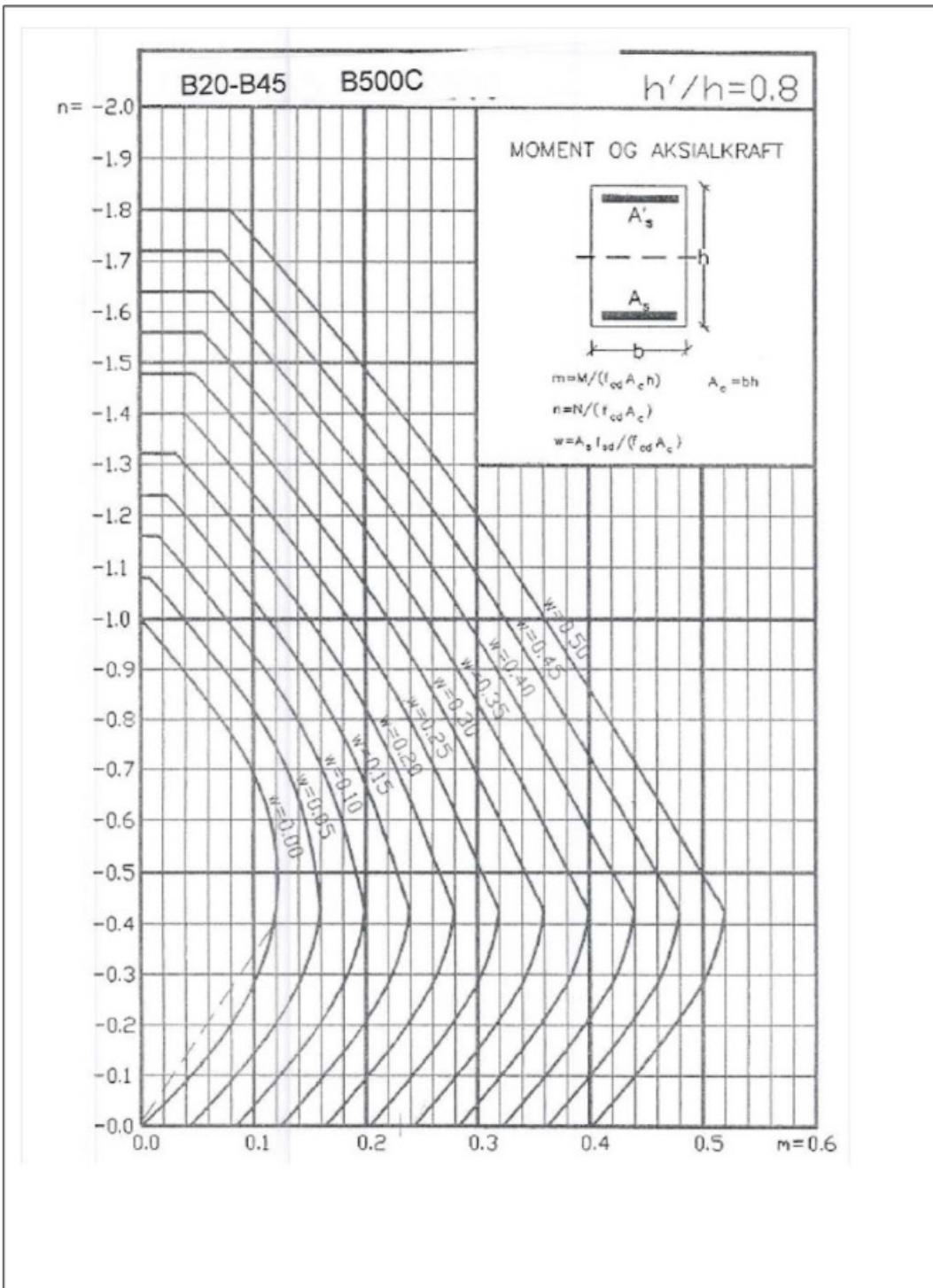
Bøyeliste Søyte 600x800							
Post NR.	Diam	n	Lengde[mm]	Skisse	Sum[m]	Dord.	Merknad
B01	12	29	3000		87		Kan skråstilles
L01	32	8	8500		68		
		Ø 32	Ø 12	Sum			
Sum lengde [m]		68	87	155			
Sum vekt [kg]		429	77	506			

Vedlegg D6 – MN-Diagram 0,7



D:\Arbeid\KEK på H\

Vedlegg D7 – MN-Diagram 0,8



D:\Arbeid\KEK på H\

Vedlegg D8 – Søyle HUP150x150x6

$$Medy := 20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design

$$L := 8.600 \text{ m}$$

$$Medz := 8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fra FEM-design

$$Ned := 527 \text{ kN}$$

Fra FEM-design

$$Ved := 15 \text{ kN}$$

Fra FEM-design

TV.SN. DATA

$$t := 6 \text{ mm}$$

$$c := 150 \text{ mm}$$

$$ci := c - 2 \cdot t = 138 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := 0.81$$

$$\gamma := 1.05$$

NA.6.1.(1)

$$f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_y := \frac{f_{yk}}{\gamma} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

tab. 5.2

tab. 3.1

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3.2.6.(1)

$$v := 0.3$$

3.2.6.(1)

$$G := \frac{E}{2 \cdot (1 + v)} = 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3.2.6.(1)

$$i_y := 58.1 \text{ mm}$$

$$i_z := i_y$$

P&F

$$w_y := 148.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$w_z := w_y$$

P&F

$$A := 3298.4 \text{ mm}^2$$

P&F

TV.SN.KL.

$$tv.sn.kl.N := \frac{ci}{t \cdot \varepsilon} = 28.4$$

< 33 TV.SN.KL 1 for trykk.

tab. 5.2

$$tv.sn.kl.M := \frac{ci}{t \cdot \varepsilon} = 28.4$$

< 72 TV.SN.KL 1 for moment.

tab. 5.2

TV.SN ligger i TV.SN.KL 1 for både trykk og moment. Kan regne plastisk. Ikke behov for arealreduskjon under utregning.

Kontroll aksialtrykk

$$Lky := \frac{L}{2} \cdot 1.2 = 5160 \text{ mm}$$

Fastholdt på midten og i topp om begge akser. Legger inn sikkerhetsfaktor ettersom dette er teoretiske lengder. Øker til 1,2.

$$Lkz := \frac{L}{2} \cdot 1.2 = 5160 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon = 76.1$$

6.3.1.3

$$\lambda_y := \frac{Lky}{iy} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.168$$

$$\lambda_z := \frac{Lkz}{iz} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.168$$

Knekkurve a =>

$$\alpha_y := 0.21$$

$$\alpha_z := 0.21$$

tab. 6.1

tab. 6.2

$$\Phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.185$$

6.3.1.2

$$\Phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 1.185$$

6.3.1.2

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.72$$

6.3.1.2

$$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.72$$

6.3.1.2

$$Nc.Rd := \frac{fy}{\gamma} \cdot A = 1062 \text{ kN}$$

6.3.1.1

$$Nyb.Rd := Nc.Rd \cdot \chi_y = 765 \text{ kN}$$

6.3.1.1

$$Nzb.Rd := Nc.Rd \cdot \chi_z = 765 \text{ kN}$$

6.3.1.1

$$Nb.Rd := Nyb.Rd = 765 \text{ kN}$$

$$\frac{Ned}{Nb.Rd} = 0.689$$

6.3.1.1

Kontroll skjærkraft

$$V_{z.rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma} \cdot c_i \cdot 2 \cdot t = 307.857 \text{ kN}$$

6.2.10

$$\frac{V_{ed}}{V_{z.rd}} = 0.05$$

< 0.5 => Trenger ikke ta hensyn til skjær i kombinert virkning

6.2.10

Kombinert virkning

$$N_{rk} := f_y \cdot A = 1115 \text{ kN}$$

$$M_{yrk} := f_y \cdot w_y = 50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

a

$$M_{zrk} := f_y \cdot w_z = 50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\psi_y := 0$$

$$\alpha_{hy} := 0$$

$$c_{my} := 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{hy} = 0.2$$

tab. B.3

$$\psi_z := 0$$

$$\alpha_{hz} := 0$$

$$c_{mz} := 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{hz} = 0.2$$

tab. B.3

Hulprofil er vridningforhindret stav. velger tab. B.1.

tab. B.1

$$k_{yy} := c_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{rk}}{\gamma}} \right) = 0.297$$

tab. B.1

$$k_{zz} := c_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_z \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{rk}}{\gamma}} \right) = 0.297$$

tab. B.1

$$k_{yz} := c_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_z \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{rk}}{\gamma}} \right) = 0.297$$

tab. B.1

$$k_{zy} := 0.8 \cdot c_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{rk}}{\gamma}} \right) = 0.237$$

tab. B.1

$\chi_{lt} := 1$ Hulprofil vipper ikke

$$\frac{Ned}{\frac{\chi y \cdot Nr k}{\gamma}} + kyy \cdot \frac{Medy}{\frac{\chi lt}{\gamma} Myrk} + kyz \cdot \frac{Medz}{\frac{Mzrk}{\gamma}} = 0.86$$

6.3.3.(4)

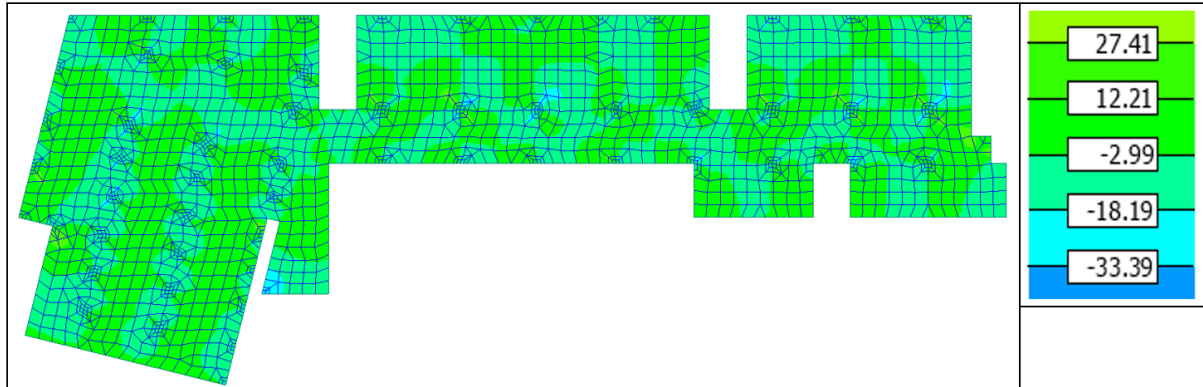
$$\frac{Ned}{\frac{\chi z \cdot Nr k}{\gamma}} + kzy \cdot \frac{Medy}{\frac{\chi lt}{\gamma} Myrk} + kzz \cdot \frac{Medz}{\frac{Mzrk}{\gamma}} = 0.84$$

6.3.3.(4)

Begge kombinasjonsformlene < 1. Kontroll OK!

Vedlegg E – Fra kapittel 5.3

Vedlegg E1 – Torsjonsmoment i dekket

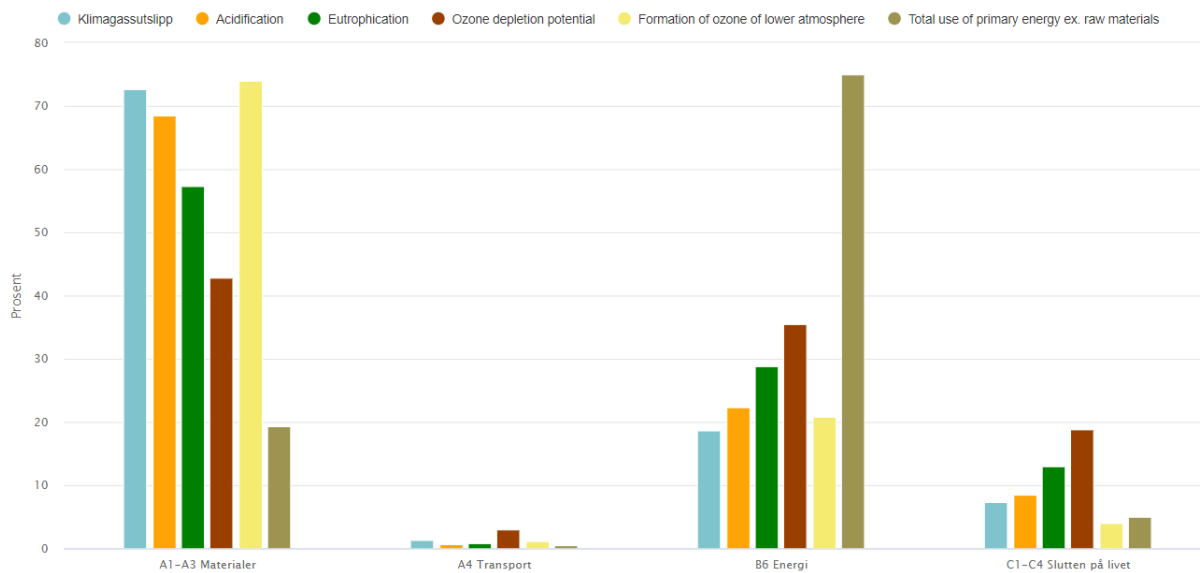


[kNm/m]

Vedlegg F – Fra kapittel 6.1.1

Vedlegg F1 – Resultatfordeling etter livssyklusstadium

Betong og stål



Tre

